

N° d'ordre : D.U. 2143
E D S P I C : 526

UNIVERSITE BLAISE PASCAL - CLERMONT II
ÉCOLE DOCTORALE
SCIENCES POUR L'INGENIEUR DE CLERMONT-FERRAND

Thèse

Présentée par

GISELE BIHINA

Ingénieur Génie Civil, Master Mécanique des solides

pour obtenir le grade de

DOCTEUR D'UNIVERSITE

SPECIALITE : GENIE CIVIL

**Analyse du comportement au feu des planchers mixtes
acier-béton constitués de poutres cellulaires**

Soutenue publiquement le 05 juillet 2011 devant le jury :

M. Mohammed HJIAJ, INSA de Rennes
M. Jean-Marc FRANSSSEN, Université de Liège (Belgique)
M. Paulo VILA REAL, Université d'Aveiro (Portugal)
M. Olivier VASSART, ArcelorMittal, Luxembourg
M. Bin ZHAO, CTICM
M. Ian BURGESS, Université de Sheffield (Grande Bretagne)
M. Abdelhamid BOUCHAÏR

Président
Rapporteur et examinateur
Rapporteur et examinateur
Examineur
Examineur
Examineur
Directeur de thèse

Thèse préparée au CTICM – Pôle Recherche Incendie et au LaMI (Laboratoire de Mécanique et Ingénieries) – Clermont-Ferrand, Université Blaise Pascal

Résumé

En situation d'incendie, la dégradation des propriétés mécaniques des matériaux constitutifs d'une structure peut sensiblement en modifier le comportement global. Ainsi, lors d'essais au feu ou de sinistres réels, des flèches significatives sont observées sans ruine globale du plancher. Ceci traduit l'activation d'un mécanisme basé sur une borne supérieure de plasticité en grands déplacements et appelé effet membrane. Ainsi, malgré la perte des propriétés du béton, de l'acier d'armatures et de l'acier de construction des poutres connectées à une dalle en béton armé ou mixte acier-béton, la capacité portante de cette dalle se définit comme une fonction croissante de sa flèche.

En pratique, le comportement complexe des planchers mixtes acier-béton peut être appréhendé par des modèles dits simplifiés ou avancés, suivant le niveau de précision souhaité. La méthode analytique FRACOF permet par exemple d'étudier un plancher global à température élevée, en se basant sur les modèles de comportement simplifiés des matériaux, acier et béton, définis dans les Eurocodes. Par cette méthode, la capacité portante d'une dalle peut alors être déterminée en tenant compte des profilés métalliques connectés à la dalle, et de l'activation d'un effet membrane en grands déplacements.

Cette méthode analytique a été validée par une comparaison à des modèles éléments finis, ainsi qu'à des résultats d'essais au feu en grandeur nature. Elle est applicable à des profilés en acier laminé à chaud avec des portées pouvant atteindre 20 m. Or le franchissement de ces portées nécessite des sections de poutre à forte inertie, afin de limiter les flèches du plancher en service. Pour limiter la quantité d'acier que requerraient de telles poutres, le recours à des poutres cellulaires est une solution pratique et esthétique.

Un modèle élément finis de poutres cellulaires en acier seul et mixtes est proposé dans le cadre de la thèse de doctorat. Le comportement thermo-mécanique des poutres cellulaires en acier seul est modélisé sous le code Cast3M. Les poutres mixtes sont modélisées en combinant un calcul de transfert thermique sous Cast3M et une analyse mécanique sous ANSYS. Les poutres en acier et la dalle en béton ou mixte sont représentées par des éléments de type coque. Les connecteurs sont représentés par des éléments de type poutre. Ce modèle tridimensionnel tient par ailleurs compte des non-linéarités matérielle et géométrique. Il est confronté à des résultats d'essais à températures normale et élevée. La validation du modèle est suivie d'une comparaison à une méthode analytique existante pour en vérifier la précision et le degré de conservatisme.

Les poutres cellulaires sont ensuite étudiées en tant que partie intégrante de planchers mixtes acier-béton sous incendie. Un essai en grandeur nature sous feu réel met en évidence l'activation d'un effet membrane en présence de poutres cellulaires non-protégées, sans ruine du plancher. Les résultats de l'essai sont utilisés pour calibrer un modèle élément finis tridimensionnel. La calibration est effectuée en s'appuyant sur la distribution des températures dans les différents composants du plancher, la durée de résistance au feu, la forme des déformées et les modes de ruine. Ensuite, le modèle, qui peut reproduire le comportement thermo-mécanique d'un plancher mixte, est utilisé pour évaluer une proposition d'extension de la méthode FRACOF à des planchers mixtes comportant des poutres cellulaires.

Mots – clés

Incendie – Eurocodes - élément de structure mixte acier-béton – poutre cellulaire – dalle mixte – effet membrane – méthode FRACOF - éléments finis

Abstract

In a fire situation, the decrease of the material properties of a structure can significantly modify its overall behaviour. Hence, during fire tests or real fires, very large deflections can be observed on a floor without any global collapse. This highlights the activation of a large-displacement plastic upper bound mechanism called membrane action. Thus, in spite of the property loss of concrete, reinforcement steel and constructional steel of the beams connected to a reinforced concrete or composite slab, the load bearing capacity of this slab is defined as an increasing function of its vertical deflection.

In practice, the behaviour of composite steel and concrete floors can be assessed with simplified or advanced models, depending on the expected level of precision. For instance, the analytical method named FRACOF enables to study a whole floor at elevated temperatures, on the basis of the Eurocodes simplified models for the behaviour of steel and concrete. With this method, the load bearing capacity of a slab can then be estimated taking account of steel profiles connected to the slab and tensile membrane action in large displacements.

This analytical method has been validated against finite elements models as well as results from full scale fire tests. It applies to hot-rolled steel profiles spanning up to 20 m. However, such spans require sections with a great moment of area to limit the floor deflection in serviceability state. In order to limit the amount of steel required, cellular beams can be utilized as a practical and aesthetical solution.

A finite element model for steel and composite steel and concrete cellular beams is proposed in the scope of the PhD thesis. The thermo-mechanical behaviour of steel cellular beams is modelled under Cast3M code. Composite beams are modelled combining a heat transfer calculation under Cast3M to a mechanical analysis under ANSYS. The steel beams and the reinforced or composite slab are modelled with shell elements. The shear studs are modelled with beam elements. Besides, this 3D model takes into account both material and geometrical nonlinearities. It is compared with tests results at both normal and elevated temperatures. Once validated, the model is compared to an existing analytical method in order to check the precision and the level of conservatism of the latter.

Then, cellular beams are studied as part of composite steel and concrete floors in a fire situation. A full-scale natural fire test puts into evidence tensile membrane action with unprotected cellular beams, without any overall collapse. The test results are used for calibrating a 3D finite element model. This calibration relies on the temperature distribution in the different parts of the floor components, the fire resistance degree, the deformed shape and the failure modes. The model, which can reproduce the thermo-mechanical behaviour of a composite floor, is then utilized for assessing an extension proposal of the FRACOF method to composite floors made of cellular beams.

Key words

Fire – Eurocodes - composite steel and concrete structural member – cellular beam – composite floor slab – membrane action – FRACOF method – finite element modelling

Remerciements

Mes remerciements s'adressent à toutes les personnes que j'ai rencontrées avant et pendant ce projet thèse, sachant que d'une façon ou d'une autre, elles ont contribué à sa finalisation.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités et définitions.....	5
1. Construction mixte acier – béton	6
2. Définitions d'un incendie.....	7
3. Actions thermiques	8
4. Propriétés thermiques.....	9
4.1. Masse volumique de l'acier et du béton.....	10
4.1.1. Acier.....	10
4.1.2. Béton	10
4.2. Conductivité thermique de l'acier et du béton	11
4.2.1. Acier.....	11
4.2.2. Béton	12
4.3. Chaleur spécifique de l'acier et du béton	13
4.3.1. Acier.....	13
4.3.2. Béton	14
4.4. Dilatation thermique de l'acier et du béton.....	16
4.4.1. Acier.....	16
4.4.2. Béton	16
5. Propriétés mécaniques de l'acier et du béton.....	18
5.1. Acier.....	18
5.1.1. Courbe contrainte - déformation	18
5.2. Béton	21
5.2.1. Comportement du béton à température ambiante	21
5.2.2. Comportement du béton à température élevée.....	24
5.3. Modélisation du comportement des matériaux	29
5.3.1. Endommagement	29
5.3.2. Plasticité	30
5.3.3. Interaction thermo-mécanique	31
5.4. Connecteurs.....	32
6. Analyse du comportement au feu des structures mixtes	35
6.1. Modèles de calcul simplifiés	35
6.1.1. Eléments isolés.....	35
6.1.2. Structure globale	36
6.2. Modèles de calcul avancés	36
6.2.1. Poutres cellulaires	36
6.2.2. Planchers mixtes	37
7. Conclusion du Chapitre I	38
Chapitre II : Analyse du comportement au feu des poutres cellulaires en acier ou mixtes	39
1. Généralités	40
2. Comportement mécanique à température ambiante.....	41
2.1. Flambement des montants.....	42
2.2. Plastification locale dans les membrures par effet Vierendeel	42

2.3.	Modèles simplifiés de pré-dimensionnement.....	43
2.3.1.	Modèle de Ward - SCI	43
2.3.2.	Modèle du CTICM.....	45
3.	Comportement au feu de poutres à ouvertures d'âme.....	52
3.1.	Etudes expérimentales.....	52
3.1.1.	Essais du CTICM	52
3.1.2.	Essais à l'Université de Manchester	55
3.1.3.	Essais à l'Université d'Ulster.....	56
3.2.	Etude analytique de poutres cellulaires sous incendie	56
3.2.1.	Modèle du SCI	56
3.2.2.	Modèle de Vassart.....	58
3.3.	Modèles numériques existants (poutres cellulaires sous incendie).....	60
3.3.1.	Modèle de l'Université de Sheffield	60
3.3.2.	Modèle de l'Université de Liège.....	61
4.	Développement d'un modèle numérique	61
4.1.	Modèle géométrique.....	62
4.2.	Modèles de comportement des matériaux	63
4.2.1.	Loi de comportement de l'acier	63
4.2.2.	Loi de comportement du béton	63
4.2.3.	Loi de comportement des connecteurs.....	64
4.3.	Conditions aux limites et chargement mécanique.....	65
4.4.	Validation du modèle numérique à froid	66
4.4.1.	Poutres cellulaires en acier seul	66
4.4.2.	Poutres mixtes	69
4.5.	Modèle thermique	76
4.6.	Vérification du modèle de poutre mixte à température élevée	78
4.6.1.	Données géométriques	78
4.6.2.	Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	79
4.6.3.	Conditions d'appui et de chargement.....	79
4.6.4.	Simulation numérique	81
4.7.	Modification du modèle mécanique mixte à température élevée et validation.....	83
4.7.1.	Modélisation du béton.....	84
4.7.2.	Modélisation de la connexion	84
4.7.3.	Résultats comparatifs	85
5.	Etude paramétrique	92
5.1.	Paramètres géométriques	92
5.2.	Paramètres mécaniques	93
5.3.	Conditions de chargement.....	93
5.4.	Résultats et confrontation à la méthode de Vassart	94
5.4.1.	Mode(s) de ruine	94
5.4.2.	Températures critiques	96
6.	Conclusion du Chapitre II.....	97

Chapitre III : Effet membrane des planchers mixtes 99

1.	Introduction.....	100
2.	Recherche expérimentale sur les dalles en béton armé.....	100
3.	Recherche théorique sur les dalles en béton armé à température ambiante.....	101
3.1.	Modèles de Wood, et Kemp.....	101

3.2.	Modèle de Sawczuk	101
3.3.	Modèle de Hayes et Taylor	102
4.	Recherche théorique sur les dalles en béton armé à température élevée	103
4.1.	Méthode de Bailey	103
4.2.	Méthode de Li	103
5.	Méthode FRACOF pour les planchers mixtes sous incendie	105
5.1.	Résistance de calcul d'une dalle mixte de plancher	106
5.2.	Extension aux systèmes mixtes	109
5.2.1.	Moment sollicitant des poutres périphériques	114
6.	Analyse critique de la méthode FRACOF	116
6.1.	Intersection des lignes de rupture	117
6.2.	Résistance ultime des armatures	117
6.3.	Conductivité thermique du béton NC	117
6.4.	Echauffement d'une section en acier non-protégée	118
6.5.	Calcul du critère de flèche	118
6.6.	Vérification des poutres périphériques	119
6.7.	Etude paramétrique	120
6.7.1.	Paramètres	120
6.7.2.	Résultats des calculs de l'étude paramétrique	125
7.	Intégration de poutres cellulaires	133
8.	Conclusion du Chapitre III	134
Chapitre IV : Modélisation d'un plancher mixte constitué de poutres cellulaires		137
1.	Introduction	138
2.	Essai au feu d'une dalle mixte	138
2.1.	Dispositif expérimental	138
2.1.1.	Caractéristiques géométriques et mécaniques	138
2.1.2.	Chargement mécanique et thermique	140
2.1.3.	Résultats expérimentaux	141
3.	Modèle numérique de plancher mixte proposé	144
3.1.	Maillage	144
3.2.	Lois de comportement des matériaux	146
3.3.	Conditions aux limites et chargement	146
3.4.	Résultats comparatifs et validation du modèle	147
3.5.	Choix du modèle numérique	149
4.	Etude paramétrique	158
4.1.	Caractéristiques géométriques et mécaniques	158
4.2.	Conditions aux limites et conditions de chargement	162
4.3.	Résultats de l'étude paramétrique	162
5.	Conclusion	164
Conclusion générale		165

Liste des tableaux

Chapitre II : Analyse du comportement au feu des poutres cellulaires en acier ou mixtes 39

Tableau 3.1 : Caractéristiques géométriques des deux poutres testées	53
Tableau 3.2 : Epaisseur de la protection de P2	54
Tableau 4.1 : Caractéristiques des poutres cellulaires en acier testées à froid	67
Tableau 4.2 : Résultats comparatifs des 3 poutres cellulaires en acier testées à froid	69
Tableau 4.3 : Données expérimentales	70
Tableau 4.4 : Résultats comparatifs de l'étude des 3 poutres mixtes « traditionnelles » testées à froid	72
Tableau 4.5 : Caractéristiques géométriques des poutres cellulaires mixtes testées à froid	73
Tableau 4.6 : Caractéristiques mécaniques des poutres cellulaires mixtes testées à froid	73
Tableau 4.7 : Résultats comparatifs des 7 poutres cellulaires mixtes testées à froid	76
Tableau 4.8 : Données géométriques des poutres en acier	79
Tableau 4.9 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	80
Tableau 5.1 : Caractéristiques géométriques des poutres métalliques	93

Chapitre III : Effet membrane des planchers mixtes 99

Tableau 4.1 : Caractéristiques des essais	104
Tableau 4.2 : Comparaison des flèches maximales	104
Tableau 4.3 : Comparaison des charges de ruine	104
Tableau 6.1 : Caractéristiques de l'étude paramétrique FRACOF pour un critère R30 ($h = 120$ mm)	121
Tableau 6.2 : Caractéristiques des cas de l'étude paramétrique FRACOF pour un critère R60 ($h = 130$ mm)	122
Tableau 6.3 : Caractéristiques des cas de l'étude paramétrique FRACOF pour un critère R90 ($h = 140$ mm)	123
Tableau 6.4 : Caractéristiques des cas de l'étude paramétrique FRACOF pour un critère R120 ($h = 150$ mm)	124
Tableau 6.5 : Abscisses des graphes (Figures 6.2 à 6.7)	125
Tableau 6.6 : Comparaison du gradient thermique dans la dalle pour le critère de flèche	126

Chapitre IV : Modélisation d'un plancher mixte constitué de poutres cellulaires 137

Tableau 2.1 : Caractéristiques géométriques des poutres cellulaires et des goudons	140
Tableau 3.1 : Caractéristiques mécaniques du plancher étudié	150
Tableau 3.2 : Ecart relatif entre les températures calculées avec Cast3M et avec ANSYS	152
Tableau 4.1 : Paramètres géométriques et températures critiques des poutres périphériques – R60	160
Tableau 4.2 : Paramètres géométriques et températures critiques des poutres périphériques – R90	161

Liste des figures

Chapitre I : Généralités et définitions.....	5
Figure 1.1 : Plancher mixte type [NEW 06].....	6
Figure 2.1 : Courbes de feu conventionnelles	8
Figure 4.1 : Evolution de la masse volumique du béton en fonction de la température	11
Figure 4.2 : Conductivité thermique de l'acier en fonction de la température selon les Eurocodes	11
Figure 4.3 : Conductivité thermique expérimentale du béton [COL 77]	12
Figure 4.4 : Conductivité thermique du béton en fonction de la température selon les Eurocodes	13
Figure 4.5 : Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température	14
Figure 4.6 : Chaleur spécifique d'une pâte de ciment [HAR 70].....	14
Figure 4.7 : Chaleur spécifique du béton en fonction de la température et de la teneur en eau....	15
Figure 4.8 : Dilatation thermique de l'acier	16
Figure 4.9 : Dilatation thermique du béton	18
Figure 5.1 : Courbe de traction expérimentale typique d'un acier de construction [THO 09b] ...	19
Figure 5.2 : Courbe contrainte – déformation de l'acier à température élevée [EC3 05b]	20
Figure 5.3 : Courbe contrainte – déformation de l'acier à température élevée avec écrouissage positif [EC3 05b].....	20
Figure 5.4 : Coefficients de réduction de l'acier [EC3 05b]	21
Figure 5.5 : Courbe de compression simple du béton à 20 °C [MAL 10]	22
Figure 5.6 : Loi de compression du béton	23
Figure 5.7 : Comportement du béton en traction directe [TER 80]	24
Figure 5.8 : Eclatement du béton suite à un incendie de parking.....	25
Figure 5.9 : Courbes de compression uniaxiale du béton en fonction de la température [SCH 88]	26
Figure 5.10 : Courbe contrainte-déformation du béton en compression à température élevée [EC2 05b].....	26
Figure 5.11 : Déformations du béton en compression en fonction de la température.....	27
Figure 5.12 : Courbes de traction uniaxiale du béton en fonction de la température [FEL 98]	28
Figure 5.13 : Evolution des facteurs de réduction du béton en fonction de la température	28
Figure 5.14 : Evolution relative de l'énergie de fissuration en fonction de la température [HEI 98].....	29
Figure 5.15 : Courbe force – glissement d'un goujon [ZHA 94]	34
Figure 5.16 : Paramètres de la loi force-glissement des connecteurs fonction de la température.	34
Chapitre II : Analyse du comportement au feu des poutres cellulaires en acier ou mixtes	39
Figure 1.1 : Géométrie d'une poutre cellulaire	40
Figure 2.1 : Modes de ruine au niveau d'ouvertures rapprochées de grandes dimensions [RFC 06].....	41
Figure 2.2 : Poutre alvéolaire à ouverture hexagonale correspondante pour le calcul de la flèche	44
Figure 2.3 : Détermination de la section critique en flexion Vierendeel	44
Figure 2.4 : Section dissymétrique [BIT 06].....	46
Figure 2.5 : Répartition des efforts dans une poutre cellulaire en acier à température ambiante [BIT 06].....	47
Figure 2.6 : Répartition des efforts dans une poutre cellulaire mixte à température ambiante [BIT 06].....	48
Figure 2.7 : Sollicitations au droit d'une ouverture à température ambiante [VAS 09]	49

Figure 3.1 : Rapport des sections des Tés de P1 [RFC 06]	53
Figure 3.2 : Chargement mécanique de P1 [RFC 06]	54
Figure 3.3 : Sections de P2 [RFC 06].....	54
Figure 3.4 : Poutre P1 après l'essai [RFC 06].....	54
Figure 3.5 : Retrait de la peinture intumescence [BAI 04b]	55
Figure 3.6 : Répartition des efforts dans une poutre cellulaire en acier à température élevée [VAS 09].....	58
Figure 3.7 : Répartition des efforts dans une poutre cellulaire mixte à température élevée [VAS 09].....	58
Figure 3.8 : Sollicitations au droit d'une ouverture à température élevée [VAS 09].....	60
Figure 4.1 : Loi contrainte – déformation de l'acier du modèle Cast3M.....	63
Figure 4.2 : Prise en compte des congés de raccordement dans le modèle Cast3M	63
Figure 4.3 : Courbe contrainte – déformation du modèle BETON	64
Figure 4.4 : Modélisation des goudjons connecteurs	64
Figure 4.5 : Modèle mixte Cast3M	65
Figure 4.6 : Déformée du 1 ^{er} mode de flambement de la poutre 1a obtenue avec Cast3M	66
Figure 4.7 : Dispositif expérimental [MAR 02a]	67
Figure 4.8 : Chargement de la poutre 3a (modèle sous Cast3M).....	67
Figure 4.9 : Déplacements latéraux (en m) de la poutre 3a à la fin du calcul Cast3M	68
Figure 4.10 : Courbe charge – flèche à mi-portée de la poutre 1a	68
Figure 4.11 : Maillage de PI2 (dalle en COQ4)	71
Figure 4.12 : Application du chargement mécanique sur PI4 (dalle en COQ4)	71
Figure 4.13 : Courbe charge – flèche à mi-portée de PI3.....	71
Figure 4.14 : Description du dispositif d'essai.....	74
Figure 4.15 : Ouvertures 16 et 17 à la fin de l'essai de P1	75
Figure 4.16 : Rotule plastique dans la membrure supérieure de P4, au droit de l'ouverture n°8 .	75
Figure 4.17 : Courbe effort d'un vérin – flèche à mi-portée de P2	75
Figure 4.18 : Section d'acier modélisée et propriétés thermiques orthotropes	76
Figure 4.19 : Epaisseur efficace d'une dalle mixte [EC4 06]	77
Figure 4.20 : Section mixte modélisée pour le calcul de transfert thermique	77
Figure 4.21 : Coefficient d'échange par convection	78
Figure 4.22 : Dispositif expérimental.....	80
Figure 4.23 : Température du four	80
Figure 4.24 : Emissivité de surface de l'acier et du béton utilisée lors de la simulation numérique	81
Figure 4.25 : Champ de température dans l'âme de la poutre 4 à $t = 10$ min	81
Figure 4.26 : Champ de température de la poutre 4 à l'arrêt du calcul mécanique sous Cast3M.	82
Figure 4.27 : Dispositif expérimental [ZHA 94].....	82
Figure 4.28 : Evolution du champ de température mesuré [ZHA 94].....	83
Figure 4.29 : Evolution thermique du coefficient de réduction du module d'Young du béton	84
Figure 4.30 : Courbe contrainte – déformation du béton à température élevée	84
Figure 4.31 : Maillage de la section d'un goudjon.....	85
Figure 4.32 : Liaison connecteur - poutre	85
Figure 4.33 : Modèle mixte ANSYS.....	85
Figure 4.34 : Vues de la poutre 1 (essai et simulation)	87
Figure 4.35 : Vues de la poutre 2 (essai et simulation)	88
Figure 4.36 : Vues de la poutre 3 (essai et simulation)	89
Figure 4.37 : Vues de la poutre 4 (essai et simulation)	90
Figure 4.38 : Evolution temporelle de la flèche à mi-portée.....	91
Figure 4.39 : Temps de ruine	92
Figure 4.40 : Température critique.....	92
Figure 5.1 : Configuration de l'exposition au feu	93

Figure 5.2 : Evolution temporelle des déplacements	94
Figure 5.2 : Déplacements latéraux d'une poutre mixte de 8 m à la ruine.....	95
Figure 5.3 : Cisaillement longitudinal des montants d'âme	95
Figure 5.4 : Flexion Vierendeel.....	95
Figure 5.6 : Champ de température critique d'une poutre	96
Figure 5.7 : Ecart relatif entre les calculs numériques et les calculs analytiques.....	97
Chapitre III : Effet membrane des planchers mixtes	99
Figure 3.1 : Modes de ruine identifiés par Sawczuk [BAI 01]	102
Figure 4.1 : Modèle de Li <i>et al.</i> [LI 07]	103
Figure 5.1 : Effet membrane d'une dalle sans maintien latéral [BAI 04a]	105
Figure 5.2 : Mode de ruine d'une dalle non maintenue horizontalement après effet membrane [BAI 07]	105
Figure 5.3 : Définition du ferrailage orthotrope et efforts plans sur les lignes de rupture d'une dalle rectangulaire [BAI 04a]	106
Figure 5.4 : Définition de la distance d	107
Figure 5.5 : Calcul du moment résistant en flexion par unité de largeur	108
Figure 5.6 : Division d'un plancher en panneaux [BAI 04a]	111
Figure 5.7 : Efforts plans du système dalle - poutre [BAI 04a]	112
Figure 5.8: Disposition générale d'un plancher mixte ($n_{ub} = 2$).....	113
Figure 5.9 : Configurations étudiées pour le calcul des solives périphériques	114
Figure 5.10 : Configurations étudiées pour le calcul des poutres principales.....	116
Figure 6.1 : Discrétisation d'une section de dalle mixte selon la méthode FRACOF	119
Figure 6.2 : Résultats comparatifs de l'étude paramétrique FRACOF : paramètre f_{su} (limite ultime de l'acier d'armatures)	127
Figure 6.3 : Résultats comparatifs de l'étude paramétrique FRACOF : paramètre λ_{NC} (conductivité thermique du béton normal)	128
Figure 6.4 : Résultats comparatifs de l'étude paramétrique FRACOF : paramètre θ_a	129
Figure 6.5 : Résultats comparatifs de l'étude paramétrique FRACOF : paramètre h_{eff} (épaisseur de la dalle)	130
Figure 6.6 : Résultats comparatifs de l'étude paramétrique FRACOF : mixité des solives	131
Figure 6.7 : Résultats comparatifs de l'étude paramétrique FRACOF : modifications combinées	132
Figure 7.1 : Dimensions de la section d'une poutre cellulaire	134
Chapitre IV : Modélisation d'un plancher mixte constitué de poutres cellulaires	137
Figure 2.1 : Vue d'ensemble du bâtiment avant l'essai	138
Figure 2.2 : Emplacement des poutres du plancher	139
Figure 2.3 : Vue de l'intérieur du bâtiment avant l'essai	140
Figure 2.4 : Début de l'essai.....	141
Figure 2.5 : Evolution temporelle de la température des gaz au centre du compartiment	141
Figure 2.6 : Déformée des solives intermédiaires après l'essai	141
Figure 2.7 : Température moyenne du four et flèches au centre des poutres non-protégées	142
Figure 2.8 : Températures moyennes et flèches des poutres protégées	142
Figure 2.9 : Températures moyennes et flèches des poutres non-protégées	143
Figure 3.1 : Modélisation de la section nette réduite de poutre cellulaire.....	144
Figure 3.2 : Vue « éclatée » du maillage de plancher mixte	145
Figure 3.3 : Maillage des connecteurs dalle - poutres.....	145
Figure 3.4 : Modèle éléments finis.....	146
Figure 3.5 : Champ de température de la dalle à $t = 150$ min	147
Figure 3.6 : Déplacements verticaux à $t = 150$ min	148
Figure 3.7 : Evolution temporelle de la flèche des poutres et de la dalle.....	149

Figure 3.8 : Poutres et poteaux de la structure modélisée	151
Figure 3.9 : Conditions aux limites appliquées au demi-plancher	151
Figure 3.10 : Comparaison du champ de température à $t = 30$ min (calculs sous Cast3M et ANSYS)	152
Figure 3.11 : Comparaison du champ de température à $t = 60$ min (calculs sous Cast3M et ANSYS)	153
Figure 3.12 : Comparaison du champ de température à $t = 90$ min (calculs sous Cast3M et ANSYS)	153
Figure 3.13 : Champ de température au niveau d'un assemblage à $t = 90$ min	154
Figure 3.14 : Déplacements verticaux (mm) de l'ossature à $t = 90$ min	155
Figure 3.15 : Champ de température sur les sections déformées à $t = 15$ min.....	155
Figure 3.16 : Champ de température sur les sections déformées à $t = 30$ min.....	155
Figure 3.17 : Champ de température sur les sections déformées à $t = 60$ min.....	156
Figure 3.18 : Champ de température sur les sections déformées à $t = 90$ min.....	156
Figure 3.19 : Evolution temporelle de la flèche	157
Figure 3.20 : Coefficients de réduction de l'acier [EC3 05b]	158
Figure 4.1 : Conditions aux limites appliquées dans l'étude paramétrique de planchers mixtes	162
Figure 4.2 : Comparaison entre la flèche calculée avec le modèle 3 et le critère $(L + \ell)/30$	163

Liste des annexes

Annexes	- 1 -
Annexe 1 : Capacité portante d'une dalle selon la théorie des lignes de rupture.....	- 2 -
Annexe 2 : Méthode FRACOF détaillée	- 4 -

Introduction générale

Introduction générale

La conception d'une construction répond à des exigences d'ordre architectural et économique, tout en veillant à s'assurer de la sécurité et du confort des occupants. Suivant l'usage auquel un ouvrage est destiné (écoles, bureaux, commerces, habitations, etc.), ces exigences peuvent sembler contradictoires, la priorité revenant tout de même à limiter les risques aux occupants. En effet, outre les sollicitations à déterminer en situation normale, le dimensionnement d'un bâtiment doit tenir compte de la localisation géographique et du type d'exploitation du projet de construction. Ceci permet de définir les actions climatiques (neige, vent) et accidentelles (séisme, explosion ou incendie).

La sécurité incendie a pour principal objectif de protéger aussi bien la vie des occupants des locaux concernés que celle des personnels de secours. Elle vise également à préserver l'environnement et à limiter les dommages aux biens (ouvrages et contenu) et économiques (continuité de l'activité). Pour atteindre ces objectifs, différentes mesures respectant les réglementations incendie doivent être mises en œuvre.

Malgré l'implantation de mesures actives (système d'alarme, détection de fumées, sprinklers, etc.), destinées à avertir ou circonscrire le début d'un incendie, l'expérience montre que les incendies peuvent se développer et se propager rapidement dans un bâtiment. Sous l'effet de la chaleur dégagée par le feu, l'échauffement des éléments de structure qui en résulte peut devenir important. En raison de l'affaiblissement des caractéristiques mécaniques des matériaux de construction avec l'élévation de température, le développement de l'incendie peut entraîner l'effondrement partiel, voire global de la structure. C'est pourquoi des mesures appropriées doivent également être prises pour empêcher la propagation de l'incendie et éviter l'effondrement de la structure afin d'assurer la sécurité des personnes.

Outre les mesures de compartimentage, des exigences de résistance au feu sont donc généralement imposées aux bâtiments. Ces exigences de tenue au feu sont plus ou moins importantes selon la nature de la construction (bâtiment à simple rez-de-chaussée ou multi-étagé) et l'activité exercée. En particulier, la structure doit être dimensionnée pour résister à de fortes températures pendant au moins une certaine période, afin d'éviter tout effondrement durant la phase d'évacuation des occupants et d'intervention des services de secours.

La tenue au feu d'une structure peut être déterminée par des modèles de calcul dits « simplifiés » ou « avancés ». Ces modèles reposent sur les connaissances acquises et les phénomènes physiques observés lors de sinistres ou d'essais au feu. Les modèles avancés, basés sur les méthodes numériques, telles que les différences finies ou les éléments finis, permettent d'analyser les situations les plus diverses, de l'élément isolé à la structure complète, constitués d'un seul ou plusieurs matériaux. Toutefois, bien que ces modèles conduisent à une détermination plus précise de la résistance au feu, en pratique, ils se révèlent peu appropriés à un dimensionnement au quotidien, l'analyse représentant un calcul complexe. C'est pourquoi, une fois validés et calibrés par comparaison aux résultats expérimentaux, les modèles avancés sont utilisés pour élaborer des méthodes de calcul simplifiées, d'application facile et rapide, tout en plaçant les analyses du côté de la sécurité.

Une méthode simplifiée a ainsi été développée pour le calcul au feu des planchers mixtes acier-béton. Il s'agit de la méthode FRACOF, basée sur la performance globale d'un plancher en grands déplacements. En effet, le retour d'expérience sur sinistres et les observations expérimentales (ex : essais de Cardington) ont mis en évidence l'accroissement de la résistance mécanique d'une dalle en béton armé ou mixte acier-béton, à mesure que sa flèche augmente. Ce mécanisme, qui se

Introduction générale

produit pour les dalles minces en appui simple et portant dans deux directions, caractérise l'effet membrane.

La méthode FRACOF, applicable aux structures mixtes acier-béton, préconise d'assurer le maintien de la dalle en protégeant les poteaux et les poutres périphériques assemblées aux poteaux. Aucune protection n'est appliquée aux solives intermédiaires, pour ne pas limiter les déplacements verticaux de la dalle. Cette méthode a été validée pour des courbes de feu normalisé et naturel, et des profilés métalliques normalisés à âme pleine. L'incertitude demeure donc sur le comportement en membrane d'un plancher constitué de poutres métalliques ou mixtes acier – béton ajourées.

L'emploi de poutres à ouvertures d'âme régulières relève, entre autres, de critères esthétiques par la géométrie des ouvertures, et par l'impression de légèreté qu'elles donnent à la structure. Les ouvertures d'âme permettent également le passage des canalisations et autres équipements techniques, réduisant ainsi la hauteur de niveau d'une structure multi-étagée. De plus, par la forte inertie des sections de ce type de poutre, de grandes portées peuvent être franchies, ce qui réduit le nombre de poteaux à l'intérieur du bâtiment. Outre leurs avantages architecturaux et mécaniques, les poutres à ouvertures d'âme facilitent la dispersion des fumées en cas d'incendie.

La présente thèse s'intéresse au comportement au feu de planchers mixtes constitués de poutres présentant des ouvertures d'âme circulaires et régulières avec une dalle à bac collaborant. Pour bien cerner le comportement mécanique des planchers mixtes avec poutres cellulaires, l'étude s'intéresse d'abord aux poutres métalliques seules, puis aux poutres mixtes acier-béton et enfin aux poutres mixtes intégrées dans le plancher. Elle est organisée en quatre chapitres.

Dans le premier chapitre, nous rappelons les principales définitions relatives au comportement de l'acier et du béton, d'abord à température normale, puis à température élevée. Nous évoquons également les deux types de méthodes de calcul que nous utilisons pour l'étude d'éléments structuraux mixtes acier-béton, en insistant sur la théorie de la plasticité.

Nous consacrons le deuxième chapitre au comportement des poutres cellulaires en acier et mixtes acier-béton, en passant en revue les principaux modèles analytiques et numériques existants. Ces modèles ont été validés à froid et à chaud par une comparaison à des résultats expérimentaux. Toutefois, les « insuffisances » de ces modèles nous amènent à en proposer un nouveau. Ce dernier combine un calcul de transfert thermique sous le code Cast3M et une analyse mécanique sous le code ANSYS. Validé à froid et à chaud, ce modèle est ensuite utilisé dans une étude paramétrique, et comparé à une méthode analytique.

Le troisième chapitre s'intéresse à l'activation de l'effet membrane dans les planchers mixtes à température élevée. Après un rappel des travaux de recherche menés sur ce mécanisme, nous nous focalisons sur la méthode FRACOF. Une analyse critique de cette méthode de calcul simplifiée est débord menée. Ensuite, la méthode est adaptée aux normes européennes. Notre objectif étant d'étendre la méthode FRACOF à des planchers comportant des poutres cellulaires, nous proposons une extension de cette méthode simplifiée à ce type de poutre.

Le dernier chapitre propose un modèle numérique de plancher mixte constitué de poutres cellulaires. Le modèle éléments finis, développé en utilisant le logiciel ANSYS, est validé par une confrontation aux résultats d'un essai au feu en grandeur réelle. Cet essai a montré que la dalle atteint une très grande flèche et a confirmé l'activation de l'effet membrane sans ruine du système de plancher. Le modèle validé est utilisé pour mener une étude paramétrique dont le but est d'évaluer la précision de l'extension proposée pour la méthode FRACOF.

Chapitre I : Généralités et définitions

1. Construction mixte acier – béton

Une structure est dite mixte lorsque ses différents éléments sont constitués de plusieurs matériaux. Par exemple, un profilé en acier peut être partiellement ou totalement enrobé de béton armé, formant ainsi un poteau ou une poutre mixte acier-béton. Il existe également dans la construction des planchers composés de poutres en acier connectées à des dalles en béton armé. Ce type de construction permet de tirer profit de chacun des matériaux tout en compensant leurs points faibles.

L'association d'une poutre métallique à une dalle en béton armé permet alors d'augmenter l'inertie de la section globale considérée, pour former une poutre mixte. Ce concept peut être élargi à des planchers mixtes dont les dalles sont constituées d'un bac en acier laminé à froid à profil trapézoïdal ou rentrant, sur lequel est coulé du béton (Figure 1.1).

Le bac acier, lié à la dalle au moyen d'indentations, joue un rôle d'armatures. Il renforce le ferrailage, en s'ajoutant aux treillis soudés disposés dans le béton de la partie pleine de la dalle, et à d'éventuelles barres d'acier individuelles au niveau des ondes. Le centre de gravité du ferrailage d'une dalle mixte est donc situé très bas par rapport à une dalle en béton armé conventionnelle. Par ailleurs, ce type de plancher nécessite beaucoup moins de béton qu'en construction en béton armé traditionnelle. Les bacs acier ne nécessitent pas d'étalement, permettant ainsi des économies de temps de construction, par rapport à des ouvrages avec des dalles en béton armé [YU 08]. Ces nombreux avantages expliquent l'utilisation croissante de la construction mixte.

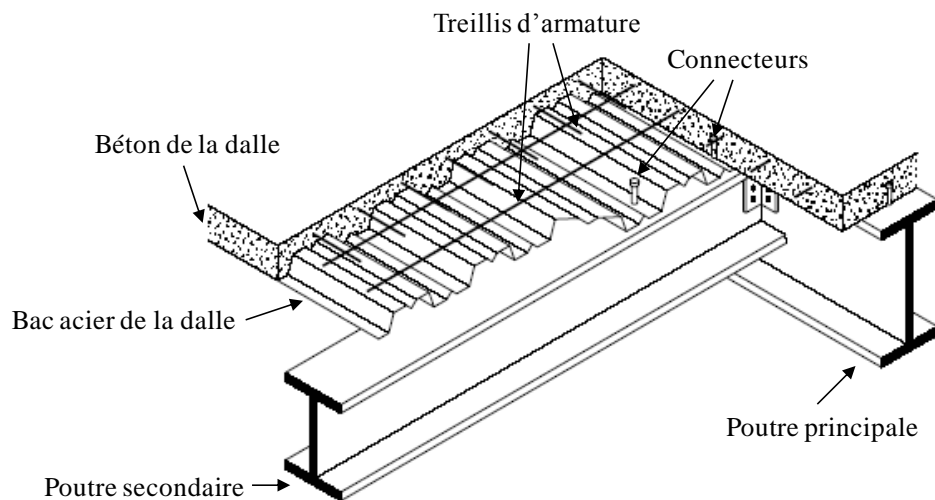


Figure 1.1 : Plancher mixte type [NEW 06]

A l'interface poutre métallique – dalle, une connexion efficace doit :

- transférer les efforts de cisaillement longitudinal entre la dalle et le profilé métallique ;
- empêcher le soulèvement de la dalle dû à sa tendance à se séparer du profilé ;
- réduire le glissement entre la dalle et la poutre.

La connexion peut être réalisée par différents types de connecteurs en acier le long de l'interface dalle – profilé, soudés au profilé et enrobés de béton. Les connecteurs sont sollicités par un effort rasant et un effort de traction causé par le soulèvement de la dalle. Le comportement mécanique des connecteurs est caractérisé par la résistance, la raideur et la ductilité [BUJ 07].

L'étude de la tenue au feu de structures mixtes acier-béton nécessite une connaissance du comportement de chacun des deux matériaux et des connecteurs, aussi bien à température ambiante qu'en situation d'incendie. En effet, les propriétés mécaniques et thermiques de l'acier et du béton évoluent différemment en fonction de la température et en particulier en situation d'incendie où les températures atteignent des valeurs élevées.

Après avoir rappelé la définition d'un incendie, nous indiquons les différentes actions thermiques à considérer. Nous décrivons ensuite les lois de comportement thermiques et mécaniques de l'acier et du béton, nécessaires pour l'élaboration d'un modèle simplifié ou avancé.

2. Définitions d'un incendie

En tant que phénomène physique, un incendie se définit comme le résultat d'une combinaison chaleur – carburant – oxygène. Une fois qu'il prend naissance dans un compartiment, l'incendie peut évoluer en 4 étapes [PUR 07, SFP 02] :

- un « pré flashover » se produit si plusieurs matériaux prennent feu. Cependant, dans de nombreux cas, l'incendie s'éteint en raison de la faible quantité de matériaux combustibles ou d'une ventilation insuffisante. Même si cette phase dure plus longtemps que les suivantes, aucun dégât structural n'est observé, ce qui explique qu'elle n'est la plupart du temps pas prise en compte dans la réponse thermique du local concerné ;
- la phase « initiale » a lieu lorsque tous les matériaux combustibles brûlent. Cette phase est souvent provoquée par une intervention humaine telle que l'ouverture d'une fenêtre ou d'une porte. Ce brusque apport d'oxygène permet alors au feu de se propager à tout objet inflammable présent dans le compartiment. On définit ainsi le « flashover » ou l'embrasement généralisé comme la brève transition entre un feu croissant et un feu totalement développé, pouvant se traduire par l'apparition de flammes au niveau des ouvertures du compartiment ;
- la phase d'inflammation ou de combustion correspond à un feu totalement développé. Le taux de transfert thermique atteint un pic, ce qui cause une augmentation très rapide de la température. C'est aussi la période qui génère le plus de dégâts matériels ;
- la phase d'extinction ou de refroidissement est caractérisée par une diminution de la température après un certain temps en raison de l'inertie thermique.

Les trois dernières phases sont souvent représentées par différentes courbes conventionnelles de température des gaz en fonction du temps [PUR 07, EC1 03] :

- la courbe normalisée ISO 834 (Equation (2.1)), qui est la plus utilisée, en supposant que l'ensemble des matériaux combustibles sont d'origine cellulosique ;

$$\theta = 20\text{ °C} + 345 \log_{10}(8t + 1), t \text{ en min} \quad (2.1)$$

- la courbe de feu extérieur (Equation (2.2)), utilisée sur la façade externe des murs à fonction séparative, pour lesquels la courbe normalisée est jugée trop sévère ;

$$\theta = 20\text{ °C} + 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}), t \text{ en min} \quad (2.2)$$

- la courbe d'hydrocarbure majorée ou HCM (Equation (2.3)), utilisée lorsque le principal constituant du feu est d'origine pétrochimique ; il s'agit d'une « majoration » de la courbe d'hydrocarbure ou HC (Equation (2.4)).

$$\theta = 20\text{ °C} + 1280 \left(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t} \right), t \text{ en min} \quad (2.3)$$

$$\theta = 20\text{ °C} + 1080 \left(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t} \right), t \text{ en min} \quad (2.4)$$

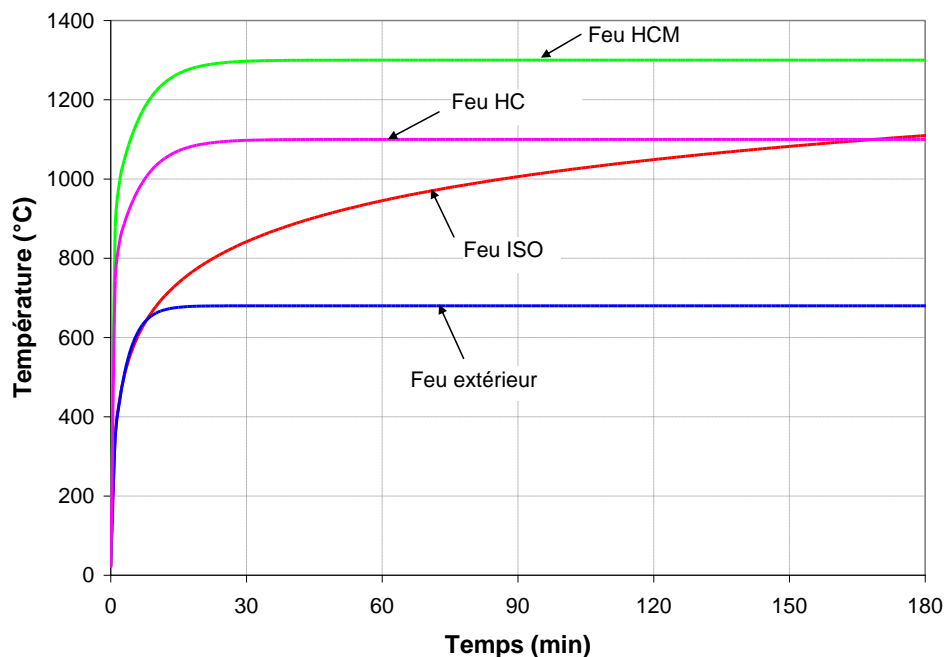


Figure 2.1 : Courbes de feu conventionnelles

Ces trois courbes se caractérisent par une montée en température très rapide, et ne présentent pas de phase refroidissement à proprement parler. Sur la courbe de feu ISO, malgré un ralentissement de l'échauffement, la température des gaz augmente indéfiniment, tandis que sur les autres courbes, la température se stabilise au bout de 30 min. Une alternative consiste à utiliser une courbe de feu « réel », dite « paramétrique » ou « paramétrée », en tenant compte de la configuration réelle du compartiment exposé [EC1 03].

3. Actions thermiques

L'exposition d'un élément structural à un incendie entraîne une augmentation de sa température causée par les 3 modes de transfert thermique que sont la conduction, la convection et le rayonnement :

- la conduction est la capacité d'un matériau à conduire de la chaleur, sans mouvement de matière. Elle est directement liée aux propriétés physiques et thermiques du matériau (cf. §4) ;
- la convection consiste en des échanges de chaleur entre la surface d'un élément et les fluides environnants. Elle dépend du coefficient de convection α_c ;
- le rayonnement consiste en des échanges d'énergie à distance entre les corps par ondes électromagnétiques. Il dépend de l'émissivité ε_f du feu et de l'émissivité ε_m de la surface de l'élément.

L'énergie définitivement absorbée par l'élément exposé définit le flux thermique net par unité de temps et de surface. Il se compose du flux convectif et du flux radiatif, s'exprime en W/m^2 , et est calculé suivant l'Equation (3.1) [EC1 03] :

Chapitre I : Généralités et définitions

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (3.1)$$

La composante de convection est déterminée par l'Equation (3.2) :

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad (3.2)$$

où :

- α_c est le coefficient de transfert thermique par convection ;
- θ_g est la température des gaz à proximité de l'élément exposé ;
- θ_m est la température de surface de l'élément.

La composante de rayonnement est déterminée par l'Equation (3.3) :

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (3.3)$$

où :

- Φ est le facteur de forme ;
- ε_m est l'émissivité de la surface de l'élément ;
- ε_f est l'émissivité du feu ;
- σ est la constante de Stephan Boltzmann ($= 5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{K}^4$) ;
- θ_r est la température de rayonnement effectif de l'environnement du feu (°C) ;
- θ_m est la température de surface de l'élément (°C).

Le flux thermique net représente les actions thermiques responsables des variations de température de l'élément exposé [EC1 03].

Ainsi, afin d'évaluer la température d'un élément en situation d'incendie, il faut déterminer les modes de transfert en jeu et connaître les différentes caractéristiques citées ci-dessus, définies par les normes (Eurocodes en Europe). Dans notre cas, le choix s'est fixé majoritairement sur les données des Eurocodes car l'objectif de la thèse est de donner un outil de modélisation le plus proche possible des applications des bureaux d'ingénierie de la sécurité incendie.

4. Propriétés thermiques

La variation de température au sein d'un élément structural dépend de :

- la masse volumique du matériau ρ ;
- la conductivité thermique du matériau λ qui représente la quantité de chaleur nécessaire pour élever d'1 °C 1 m d'épaisseur de ce matériau en 1 s ;
- la chaleur spécifique du matériau c qui représente la quantité de chaleur nécessaire pour élever d'1 °C la température d'1 kg de ce matériau.

Les propriétés thermiques de l'acier sont connues, ce qui nous permet de ne présenter que les lois conventionnelles de ce matériau.

Le béton est un matériau hétérogène composé :

- de ciment (de 25 à 40 %) et d'eau d'une part, dont le mélange forme une pâte ;
- de granulats à diamètre variable d'autre part, liés par la pâte de ciment.

Son comportement complexe, induit par ses différents constituants, nous amène à présenter quelques lois expérimentales en plus des lois conventionnelles.

4.1. Masse volumique de l'acier et du béton

4.1.1. Acier

Conventionnellement, la masse volumique de l'acier ρ_a est considérée comme indépendante de la température, et $\rho_a = 7\,850\text{ kg/m}^3$ [EC3 05b, EC4 06].

4.1.2. Béton

L'échauffement du béton conduit à une évaporation de l'eau qu'il contient, ce qui provoque une diminution de la teneur en eau, et donc de la masse volumique. En notant θ_c la température du béton, l'EN 1992-1-2 [EC2 05b] propose la variation thermique de la masse volumique ρ_c décrite ci-dessous :

$$\rho_c = \rho_{c,20^\circ\text{C}} \quad \text{si } \theta_a \leq 115^\circ\text{C} \quad (4.1)$$

$$\rho_c = \rho_{c,20^\circ\text{C}} \times \left(1 - 0,02 \frac{\theta_c - 115}{85} \right) \quad \text{si } 115^\circ\text{C} < \theta_a \leq 200^\circ\text{C} \quad (4.2)$$

$$\rho_c = \rho_{c,20^\circ\text{C}} \times \left(0,98 - 0,03 \frac{\theta_c - 200}{200} \right) \quad \text{si } 200^\circ\text{C} < \theta_a \leq 400^\circ\text{C} \quad (4.3)$$

$$\rho_c = \rho_{c,20^\circ\text{C}} \times \left(0,95 - 0,07 \frac{\theta_c - 400}{800} \right) \quad \text{si } \theta_a > 400^\circ\text{C} \quad (4.4)$$

En partant des valeurs données par l'EN 1994-1-2 [EC4 06], soit :

- $\rho_{c,NC,20^\circ\text{C}} = 2\,300\text{ kg/m}^3$ pour du béton de masse volumique courante ou NC (Normal weight Concrete) ;
- $\rho_{c,LC,20^\circ\text{C}}$ comprise entre 1 600 et 2 000 kg/m³ pour du béton léger ou LC (Light weight Concrete) ;

on note que le béton est beaucoup moins dense que l'acier, le rapport ρ_a/ρ_c étant supérieur à 3,4 quels que soient la température et le type de béton considérés.

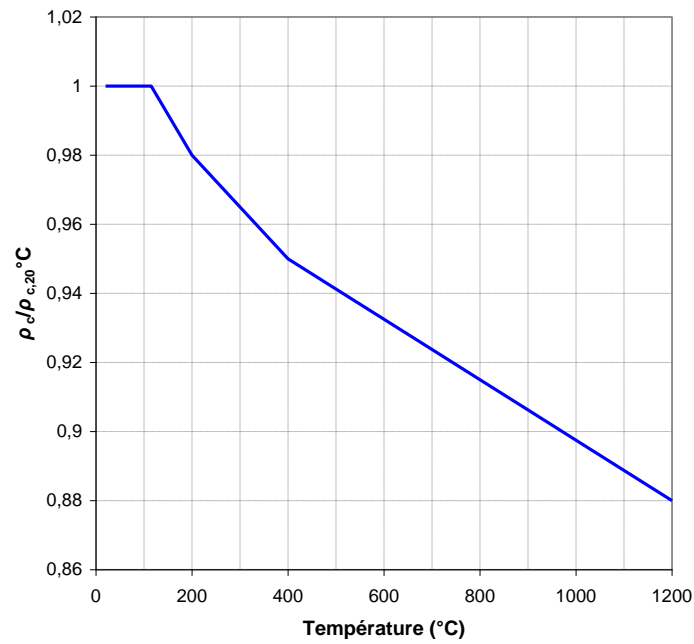


Figure 4.1 : Evolution de la masse volumique du béton en fonction de la température

4.2. Conductivité thermique de l'acier et du béton

4.2.1. Acier

La courbe de variation de la conductivité thermique de l'acier λ_a en fonction de la température est de type bilinéaire. En notant θ_a la température de l'acier :

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a \quad \text{si } \theta_a \leq 800 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (4.5)$$

$$\lambda_a = 27,3 \text{ W m}^{-1} \text{ K}^{-1} \quad \text{si } \theta_a > 800 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (4.6)$$

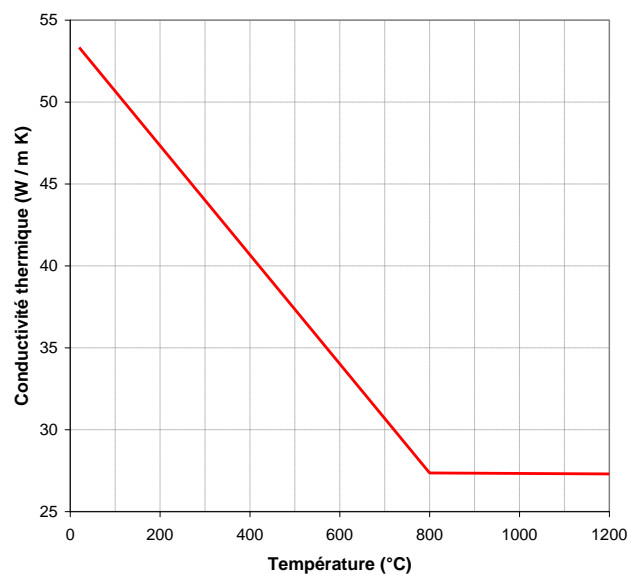


Figure 4.2 : Conductivité thermique de l'acier en fonction de la température selon les Eurocodes

4.2.2. Béton

Les travaux réalisés par Collet *et al.* [COL 77] sur la conductivité thermique du béton ont montré qu'elle est une fonction décroissante de la température, et qu'elle dépend :

- de la teneur en eau ;
- du type de granulat :
 - marquée pour des granulats silico-calcaires ;
 - faible pour des granulats calcaires ;
 - très faible pour du béton léger ;
- de la formulation du béton (Figure 4.3).

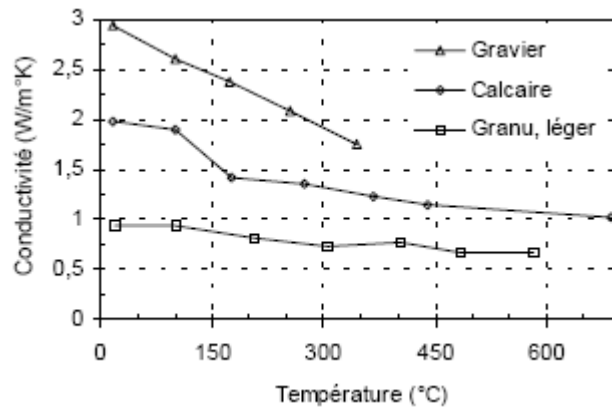


Figure 4.3 : Conductivité thermique expérimentale du béton [COL 77]

Selon les Eurocodes EN 1992-1-2 [EC2 05b] et EN 1994-1-2 [EC4 06], la conductivité thermique λ_c du béton de masse volumique courante ou NC (Normal weight Concrete) a une limite supérieure et une limite inférieure définies par les deux fonctions suivantes :

- limite supérieure :

$$\lambda_c = 2 - 2,451 \times 10^{-3} \theta_c + 1,07 \times 10^{-6} \theta_c^2 \quad (4.7)$$

- limite inférieure :

$$\lambda_c = 1,36 - 1,36 \times 10^{-3} \theta_c + 5,7 \times 10^{-7} \theta_c^2 \quad (4.8)$$

L'Annexe Nationale française de l'EN 1994-1-2 [EC4 06] propose une définition de λ_c par sa limite supérieure pour des températures inférieures à 140 °C, et sa limite inférieure pour des températures supérieures à 160 °C, ces deux branches paraboliques étant reliées par un segment pour des températures comprises entre 140 °C et 160 °C (Figure 4.4).

La conductivité thermique λ_c du béton léger ou LC (Light weight Concrete) quant à elle est définie par l'EN 1994-1-2 [EC4 06] :

$$\lambda_c = 1 - (\theta_c / 1600) \quad \text{si } \theta_c \leq 800 \text{ °C} \quad (4.9)$$

$$\lambda_c = 0,5 \text{ W m}^{-1} \text{ K}^{-1} \quad \text{si } \theta_c > 800 \text{ °C} \quad (4.10)$$

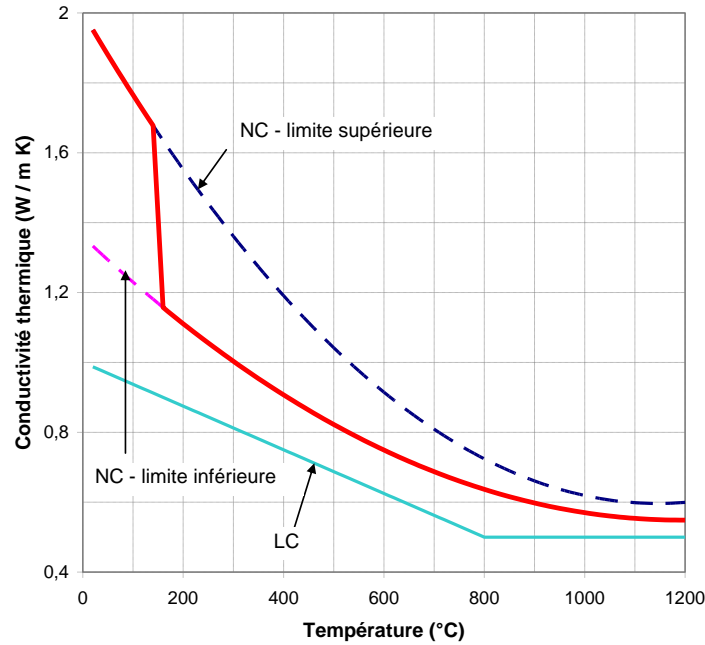


Figure 4.4 : Conductivité thermique du béton en fonction de la température selon les Eurocodes

Tout en constituant une « simplification » du comportement réel du béton, ces lois analytiques sont assez proches des courbes expérimentales, si l'on compare les Figure 4.3 et Figure 4.4.

On peut noter que le béton conduit nettement moins la chaleur que l'acier, le rapport λ_a/λ_c passant de 27 (à 20 °C) à 50 (à 1 200 °C).

4.3. Chaleur spécifique de l'acier et du béton

4.3.1. Acier

La chaleur spécifique de l'acier c_a peut s'exprimer de 4 façons suivant l'intervalle de température considéré [EC3 05b, EC4 06] :

$$c_a = 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a + 425 \quad \text{si } \theta_a \leq 600 \text{ °C} \quad (4.11)$$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad \text{si } 600 \text{ °C} < \theta_a \leq 700 \text{ °C} \quad \text{si } 600 \text{ °C} < \theta_a \leq 735 \text{ °C} \quad (4.12)$$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad \text{si } 735 \text{ °C} < \theta_a \leq 900 \text{ °C} \quad (4.13)$$

$$c_a = 650 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1} \quad \text{si } \theta_a > 900 \text{ °C} \quad (4.14)$$

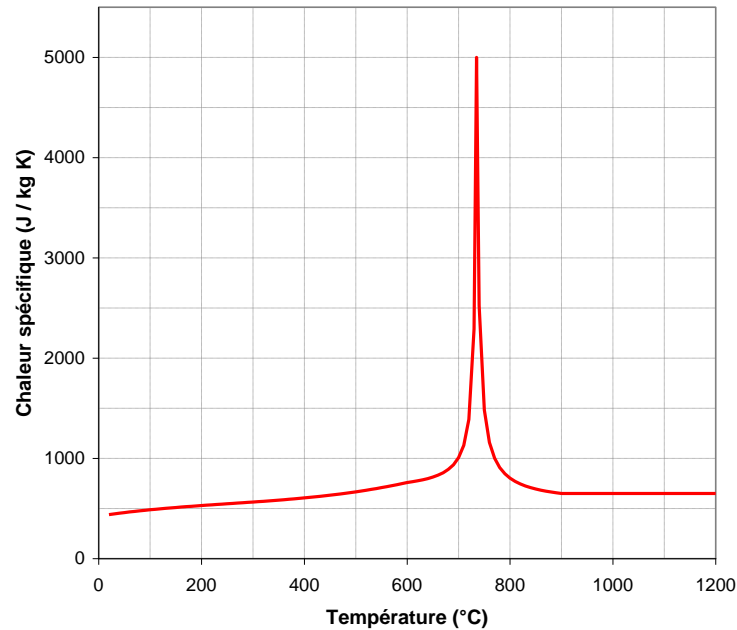


Figure 4.5 : Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température

La chaleur spécifique atteint un pic à 735 °C, associé à des modifications chimiques du matériau, et se traduit par un ralentissement momentané de la vitesse d'échauffement d'un élément en acier.

4.3.2. Béton

Une évolution de la chaleur spécifique d'une pâte de ciment a été proposée par Harmathy [HAR 70]. Elle montre que la quantité de chaleur nécessaire pour échauffer la pâte est une fonction croissante de la teneur en eau. Elle met également en évidence plusieurs pics, dont le premier est atteint entre 100 °C et 200 °C, ce qui correspond à l'évaporation de l'eau libre. Le deuxième pic se situe autour de 500 °C, et est associé à la déshydratation de l'hydroxyde de calcium [NEC 00]. Le troisième pic, observé entre 700 °C et 800 °C, est probablement lié à la déshydratation du ciment [NEC 00].

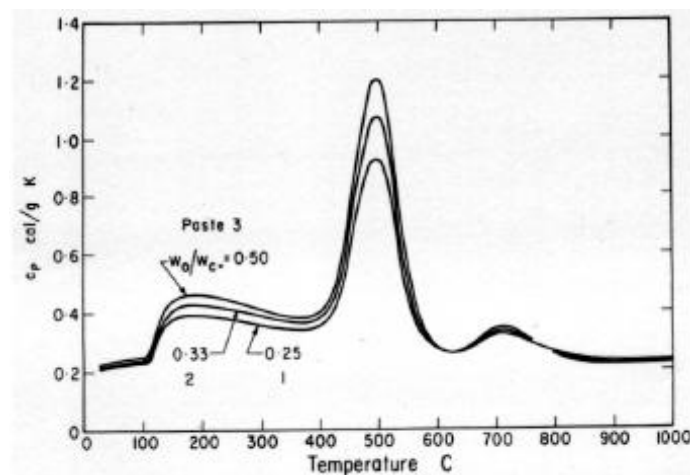


Figure 4.6 : Chaleur spécifique d'une pâte de ciment [HAR 70]

L'EN 1992-1-2 et l'EN 1994-1-2 proposent les expressions suivantes pour les bétons à granulats siliceux et calcaires :

Chapitre I : Généralités et définitions

$$c_c = 900 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1} \quad \text{si } \theta_c \leq 100 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4.15)$$

$$c_c = 900 + (\theta_c - 100) = 800 + \theta_c \quad \text{si } 100 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4.16)$$

$$c_c = 1000 + (\theta_c - 200)/2 = 900 + \theta_c/2 \quad \text{si } 200 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4.17)$$

$$c_c = 1\,100 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1} \quad \text{si } \theta_c > 400 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4.18)$$

Les Eurocodes ne considèrent que le pic observé entre 100 °C et 200 °C, lié à l'évaporation de l'eau libre, et dont les définitions selon l'EN 1992-1-2 et selon l'EN 1994-1-2 sont légèrement différentes. En effet, selon l'EN 1992-1-2, entre 100 °C et 115 °C, la chaleur spécifique du béton a une valeur constante égale à c_{peak} telle que :

- pour une teneur en eau de 0 % du poids du béton : $c_{\text{peak}} = 900 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$;
- pour une teneur en eau de 1,5 % : $c_{\text{peak}} = 1\,470 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$;
- pour une teneur en eau de 3 % : $c_{\text{peak}} = 2\,020 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$.

D'autre part, l'EN 1994-1-2 situe cette valeur pic, notée c_c^* , à 115 °C, pour un béton de masse volumique courante telle que :

- pour une teneur en eau de 3 % : $c_c^* = 2\,020 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$;
- pour une teneur en eau de 10 % : $c_c^* = 5\,600 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$.

Pour des teneurs en eau intermédiaires, le pic est déterminé par interpolation linéaire.

De plus, la chaleur spécifique d'un béton léger est supposée indépendante de la température, et $c_c = 840 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$.

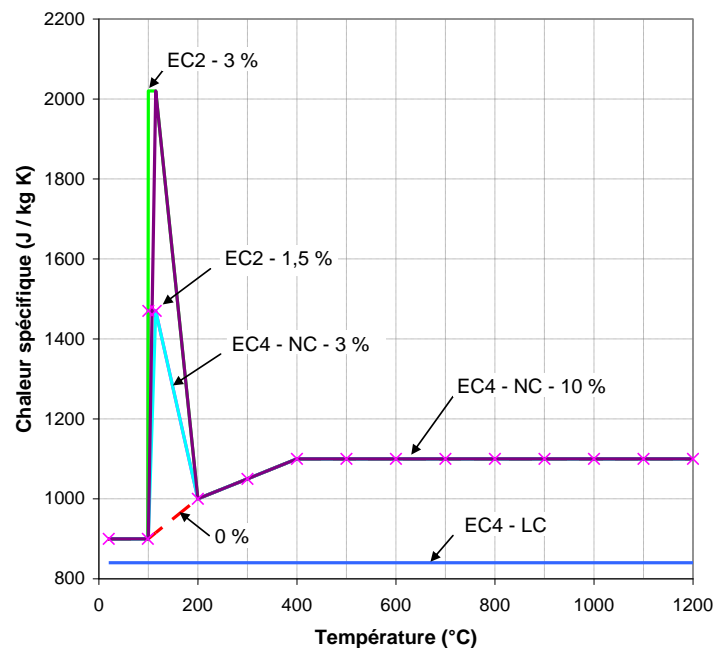


Figure 4.7 : Chaleur spécifique du béton en fonction de la température et de la teneur en eau

On peut noter que, en dehors des valeurs pics, le rapport c_a/c_c passe de 0,5 (à 20 °C) à 0,6 (à 1 200 °C). Or, l'élévation de température d'un élément est inversement proportionnelle au produit de sa masse volumique par sa chaleur spécifique. De plus, l'acier est thermiquement nettement plus conducteur que le béton, comme nous l'avons vu en §4.2. Le béton s'échauffe donc beaucoup plus

lentement que l'acier, ce qui explique que les éléments structuraux en béton ne sont la plupart du temps pas protégés, contrairement aux éléments en acier.

L'échauffement d'un élément structural est par ailleurs à l'origine de contraintes thermiques, liées à la dilatation thermique gênée.

4.4. Dilatation thermique de l'acier et du béton

4.4.1. Acier

La dilatation thermique de l'acier $\Delta l/l$ peut s'exprimer de 3 façons suivant l'intervalle de température considéré [EC3 05b, EC4 06] :

$$\Delta l/l = 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 + 1,2 \times 10^{-5} \theta_a - 2,416 \times 10^{-4} \quad \text{si } \theta_a \leq 750 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (4.19)$$

$$\Delta l/l = 1,1 \times 10^{-2} \quad \text{si } 750 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (4.20)$$

$$\Delta l/l = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad \text{si } \theta_a > 860 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (4.21)$$

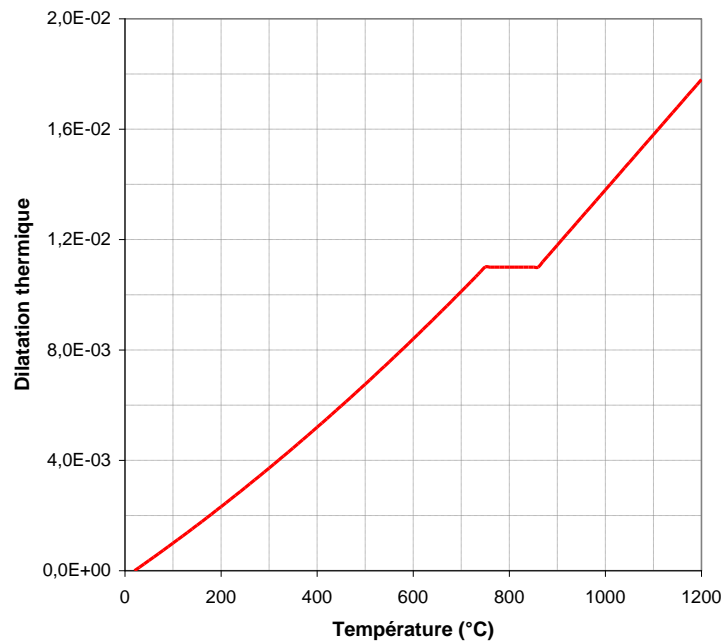


Figure 4.8 : Dilatation thermique de l'acier

On constate qu'en dépit d'une masse volumique considérée comme indépendante de la température, cette dernière a un impact évident sur la variation de volume d'un élément en acier.

4.4.2. Béton

L'échauffement du béton conduit à des déformations thermiques qui se décomposent en une déformation thermique libre d'une part, et une déformation du fluage thermique transitoire d'autre part [NEC 00].

Chapitre I : Généralités et définitions

4.4.2.1. Déformation thermique libre

La déshydratation générée par l'échauffement du béton provoque l'apparition d'eau libre et une augmentation de la pression interstitielle. Les modifications simultanées de la pâte et des granulats entraînent alors une dégradation de la micro-structure : on observe des détériorations spécifiques en raison de l'incompatibilité du comportement de ces 2 constituants majeurs.

En effet, pour des températures supérieures à 105 °C, il se produit deux phénomènes opposés :

- le retrait dans la pâte de ciment ;
- la dilatation des granulats.

Ceci cause une micro-fissuration importante. On parle d'Incompatibilité Thermique des Constituants du Béton (ITCB), liée aux contraintes internes générées par l'incompatibilité des caractéristiques thermiques des constituants, notamment le coefficient de dilatation thermique.

Ceci peut être mis en évidence par des essais réalisés sur une éprouvette non chargée et chauffée très lentement, soumise à des variations dimensionnelles causées par la dilatation thermique totale due à l'ITCB et aux modifications chimiques des constituants.

4.4.2.2. Déformation du fluage thermique transitoire

En utilisant la méthode d'état transitoire (cf. §5.2.2.1), des essais réalisés à différents niveaux de chargement montrent que la charge mécanique est à l'origine d'une nette diminution de la déformation thermique. On parle dans ce cas de contraction, de fluage transitoire ou d'interaction thermo-mécanique.

Cette contraction n'apparaît qu'en compression, et dépend de la teneur en eau, des conditions d'essai, et de la vitesse de chauffage.

En guise de simplification, on pourra retenir les expressions de la dilatation thermique du béton issues des Eurocodes EN 1992-1-2 [EC2 05b] et EN 1994-1-2 [EC4 06] suivantes :

- pour un béton de masse volumique courante à granulats siliceux :

$$\Delta l/l = 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 + 9 \times 10^{-6} \theta_c - 1,8 \times 10^{-4} \quad \text{si } \theta_c \leq 700 \text{ °C} \quad (4.22)$$

$$\Delta l/l = 14 \times 10^{-3} \quad \text{si } \theta_c > 700 \text{ °C} \quad (4.23)$$

- pour un béton de masse volumique courante à granulats calcaires :

$$\Delta l/l = 1,4 \times 10^{-11} \theta_c^3 + 6 \times 10^{-6} \theta_c - 1,2 \times 10^{-4} \quad \text{si } \theta_c \leq 805 \text{ °C} \quad (4.24)$$

$$\Delta l/l = 12 \times 10^{-3} \quad \text{si } \theta_c > 805 \text{ °C} \quad (4.25)$$

- pour un béton léger :

$$\Delta l/l = 8 \times 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (4.26)$$

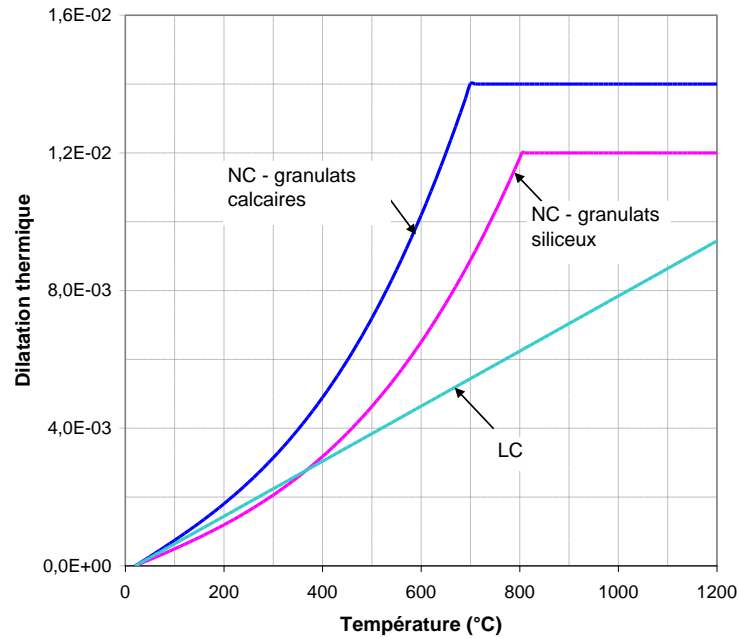


Figure 4.9 : Dilatation thermique du béton

5. Propriétés mécaniques de l'acier et du béton

5.1. Acier

5.1.1. Courbe contrainte - déformation

L'acier est un matériau homogène dont le comportement est le même en traction et en compression. A température ambiante, ce matériau se caractérise par :

- son module d'Young E_a , d'une valeur communément admise de 210 000 MPa ;
- sa limite d'élasticité, notée f_y dans l'Eurocode 3, et f_{ay} dans l'Eurocode 4, qui correspond à la résistance maximale dans le domaine des déformations réversibles, c'est-à-dire en phase élastique. Cette résistance est déterminée par des essais, et généralement indiquée par la nuance d'acier. Par exemple, un acier de construction de nuance S235 a une valeur nominale de la limite d'élasticité garantie égale à 235 MPa [EC3 05a].

Ces caractéristiques sont déduites d'essais de traction sur des éprouvettes où l'allongement et l'effort de traction sont mesurés jusqu'à la rupture. La courbe résultante se divise en 4 phases (Figure 5.1) :

- une phase quasi-linéaire, correspondant à un comportement élastique ;
- un plateau, correspondant au début d'un comportement élasto-plastique ;
- une phase non-linéaire, jusqu'à un pic à partir duquel la résistance diminue ;
- une phase linéaire à pente négative, correspondant à la striction puis la rupture.

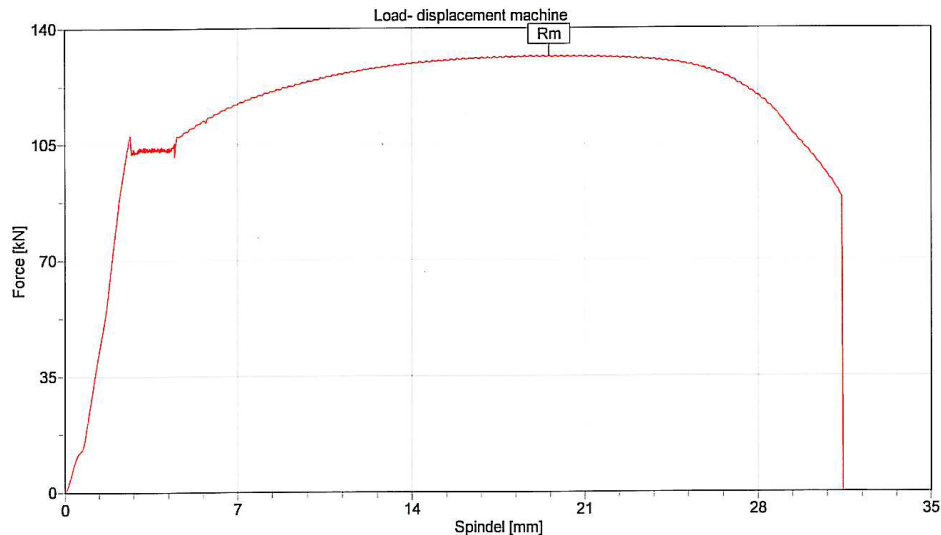


Figure 5.1 : Courbe de traction expérimentale typique d'un acier de construction [THO 09b]

Obtenu par laminage, procédure de fabrication par déformation plastique, il peut être :

- laminé à chaud, ce qui permet d'améliorer ses propriétés mécaniques dans le sens de l'étirement ; cette technique concerne plutôt les produits longs tels que les profilés et les barres ;
- formé à froid, ce qui permet d'augmenter l'étendue du domaine élastique, donc f_y , sans modifier la résistance ultime ; ce procédé concerne généralement les produits plats tels que les tôles.

La variation de E_a et de f_y en fonction de la température a été mise en évidence par différents essais. Aussi, à température élevée, l'EN 1993-1-2 [EC3 05b] propose une définition de la courbe contrainte – déformation, dont la légende est la suivante :

- $f_{y,\theta}$ est la limite d'élasticité efficace ;
- $f_{p,\theta}$ est la limite de proportionnalité ;
- $E_{a,\theta}$ est le module d'Young ;
- $\varepsilon_{p,\theta}$ est la déformation à la limite de proportionnalité ;
- $\varepsilon_{y,\theta}$ est la déformation plastique, égale à 2 % ;
- $\varepsilon_{t,\theta}$ est la déformation limite en plasticité, égale à 15 % ;
- $\varepsilon_{u,\theta}$ est la déformation ultime, égale à 20 %.

Cette courbe se divise en 4 phases :

- une phase élastique linéaire, pour des déformations inférieures à $\varepsilon_{p,\theta}$;
- une phase « transitoire elliptique », pour des déformations comprises entre $\varepsilon_{p,\theta}$ et $\varepsilon_{y,\theta}$. Il faut noter que pour des températures inférieures ou égales à 100 °C, la limite de proportionnalité et la limite d'élasticité efficace étant égales, cette phase est inexistante ;
- une phase plastique linéaire de pente nulle, pour des déformations comprises entre $\varepsilon_{y,\theta}$ et $\varepsilon_{t,\theta}$;
- une phase plastique linéaire de pente négative, pour des déformations comprises entre $\varepsilon_{t,\theta}$ et $\varepsilon_{u,\theta}$.

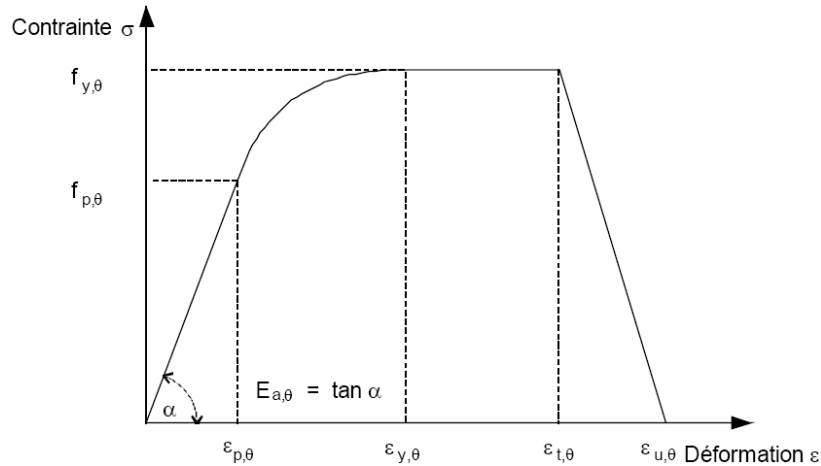


Figure 5.2 : Courbe contrainte – déformation de l'acier à température élevée [EC3 05b]

Une alternative consiste à considérer un écrouissage positif pour des températures inférieures à 400 °C et uniquement en l'absence de ruine prématurée par voilement local ou flambement global. Ceci permet d'obtenir une loi plus proche de celle donnée en Figure 5.1. On introduit ainsi une déformation $\varepsilon_{s,\theta}$ telle que :

- pour $\varepsilon_{y,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{s,\theta}$, la courbe présente une partie linéaire, les contraintes étant comprises entre $f_{y,\theta}$ et $f_{u,\theta}$, avec $f_{u,\theta} = 1,25 f_{y,\theta}$;
- pour $\varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$, la courbe présente un palier - partie linéaire de pente nulle - soit une contrainte constante de $f_{u,\theta}$.

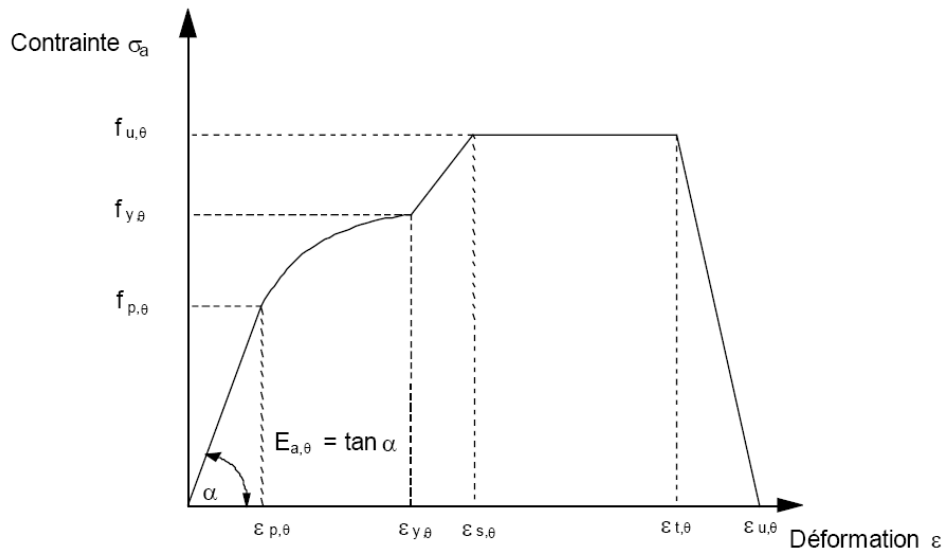


Figure 5.3 : Courbe contrainte – déformation de l'acier à température élevée avec écrouissage positif [EC3 05b]

En dehors des déformations, les paramètres de la courbe à température élevée se déduisent des paramètres à température ambiante, c'est-à-dire à 20 °C, par des facteurs de réduction, comme indiqué sur la Figure 5.4 :

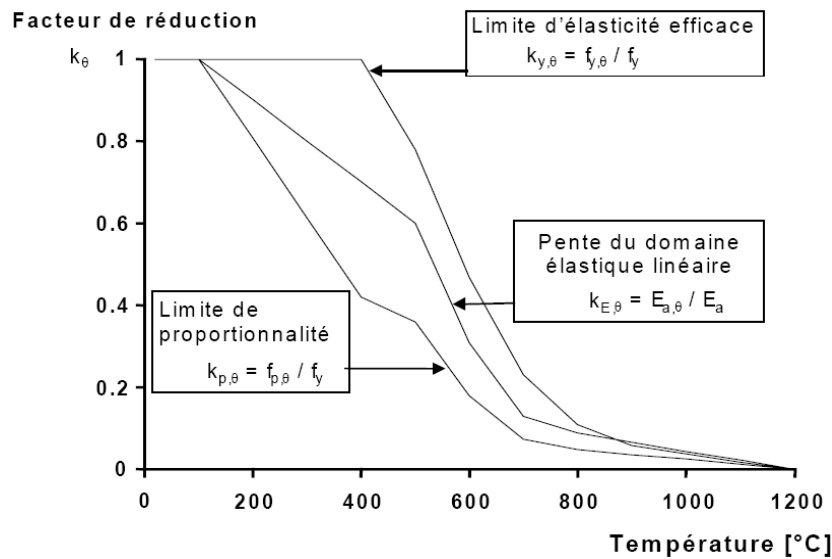


Figure 5.4 : Coefficients de réduction de l'acier [EC3 05b]

5.2. Béton

Comme indiqué plus haut, le béton est un matériau hétérogène composé de granulats liés par une pâte de ciment. Son comportement dépend nécessairement de ces différents constituants, aussi bien à température ambiante qu'en situation d'incendie.

Les travaux réalisés sur le comportement du béton ont permis de définir ses caractéristiques mécaniques, et de lui adjoindre 2 types de comportement en traction et en compression possibles :

- un comportement élasto-plastique à ruine fragile en traction, pour lequel un critère de plasticité est fixé ;
- un comportement endommageable (voir §5.3.1).

Nous nous intéressons ici à un comportement élasto-plastique, dont les principaux paramètres sont :

- la résistance moyenne en compression f_{cm} ;
- la résistance caractéristique en compression sur cylindre f_{ck} ;
- la résistance caractéristique en compression sur cube f_{cu} ;
- la résistance caractéristique en traction f_t ;
- le module d'élasticité E_c .

La classification usuelle du béton se fait en précisant ses 2 résistances caractéristiques en compression à 28 jours. Ainsi, un béton C25/30 a une résistance nominale sur cylindre de 25 MPa et sur cube de 30 MPa, ses autres caractéristiques pouvant en être déduites par des formules analytiques [EC2 05a].

5.2.1. Comportement du béton à température ambiante

Comme indiqué plus haut (§4.4.2), les déformations thermiques différentielles entre la pâte et les granulats sont à l'origine d'une micro-fissuration du béton pour des températures supérieures à 105 °C.

5.2.1.1. Béton en compression

Le comportement du béton en compression à température ambiante peut être mis en évidence par différents essais dont :

- l'essai de compression uniaxiale ;
- l'essai cyclique en compression uniaxiale.

La dégradation du béton « est essentiellement liée au développement de micro-fissures », ce développement étant lui-même lié aux déformations positives. Cette micro-fissuration génère une dégradation des propriétés élastiques du matériau. On observe ainsi des déformations permanentes dues à « l'effet de frottement entre surfaces des micro-fissures et la non-refermeture complète après déchargement » [NEC 00].

De plus, sous l'effet de la compression, la destruction des pores provoque l'augmentation des contacts dans la micro-structure, d'où un gain de rigidité. Le béton est donc un matériau très sensible au confinement. Il présente en effet un comportement d'autant plus fragile que le confinement est faible [NEC 00, MAL 10].

La courbe contrainte-déformation déduite d'un essai uniaxial comprend :

- une phase quasi-linéaire ;
- une diminution de pente de ~ 30 à ~ 75 % de f_c ;
- un pic à f_c ;
- un comportement adoucissant, en phase post-pic, associé à une forte dilatace (Figure 5.5).

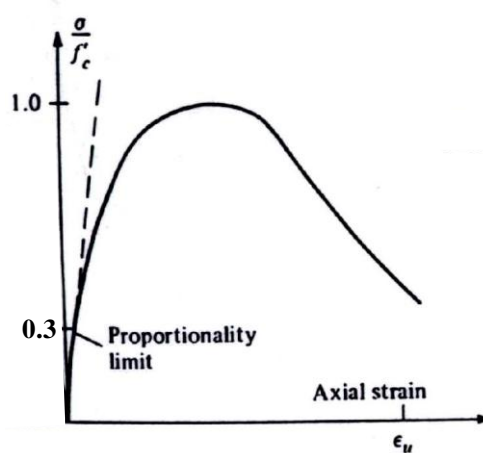


Figure 5.5 : Courbe de compression simple du béton à 20 °C [MAL 10]

L'EN 1992-1-1 [EC2 05a] propose les courbes données en Figure 5.6 :

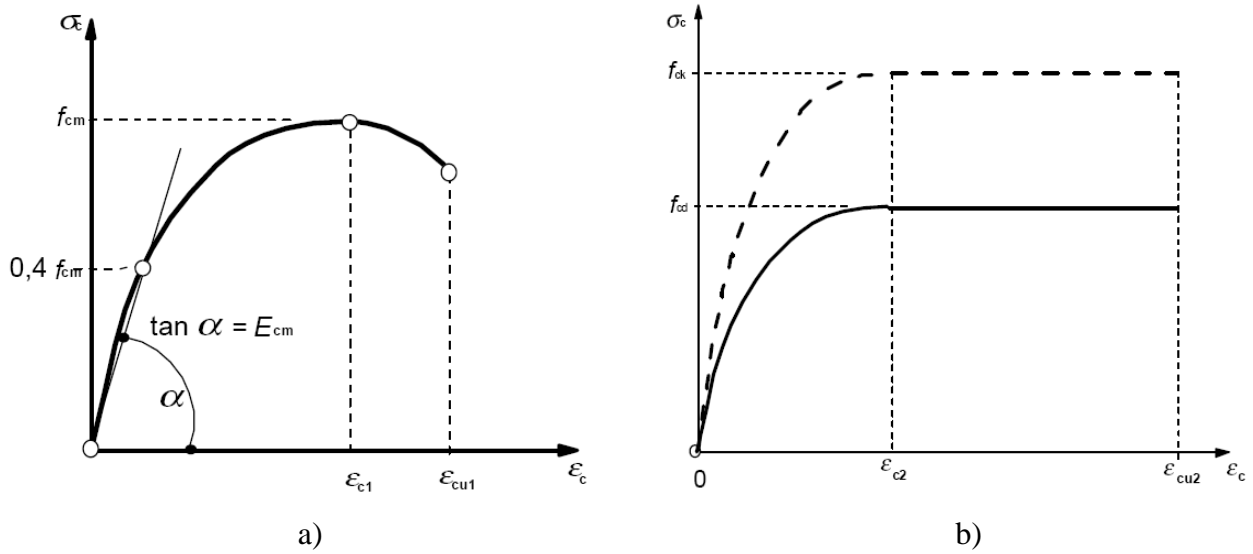


Figure 5.6 : Loi de compression du béton

- a) Représentation schématique de la relation contrainte-déformation pour l'analyse structurale à température ambiante [EC2 05a]
- b) Diagramme parabole – rectangle pour le béton comprimé pour le calcul des sections [EC2 05a]

Le module d'élasticité du béton peut donc être approché par :

- le module sécant E_{cm} tel que :
 - $E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}$ où f_{ck} est exprimée en MPa et E_{cm} en GPa ;
 - $E_{cm} \approx \tan \alpha$, comme le montre la Figure 5.6 ;
- le module tangent $E_c \approx 1,05 E_{cm}$.

Les valeurs des déformations au pic et à rupture peuvent être trouvées expérimentalement. Elles peuvent également être obtenues plus simplement par les formules suivantes :

- $\varepsilon_{c1}(\%) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$;
- $\varepsilon_{cu1}(\%) = \begin{cases} 3,5 \text{ pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,8 + 27 \left(\frac{98 - f_{cm}}{100} \right)^4 = 2,8 + 27 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \text{ pour } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} ; \end{cases}$
- $\varepsilon_{c2}(\%) = \begin{cases} 2,0 \text{ pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53} \text{ pour } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} ; \end{cases}$
- $\varepsilon_{cu2}(\%) = \begin{cases} 3,5 \text{ pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \text{ pour } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa.} \end{cases}$

5.2.1.2. Béton en traction

Bien que difficiles à réaliser, des essais de traction directs peuvent être effectués, les résultats soulignant :

Chapitre I : Généralités et définitions

- une phase quasi-linéaire, présentant une légère diminution de pente pré-pic ;
- une phase adoucissante, se traduisant par une chute brutale de la pente, due à la propagation des micro-fissures perpendiculaires à la déformation principale ;
- une réduction de moitié de la raideur initiale en fin d'essai ;
- une déformation résiduelle (Figure 5.7).

En phase finale, « l'essai de traction directe conduit à une fissure unique, localisée et perpendiculaire à la direction d'extension » [NEC 00].

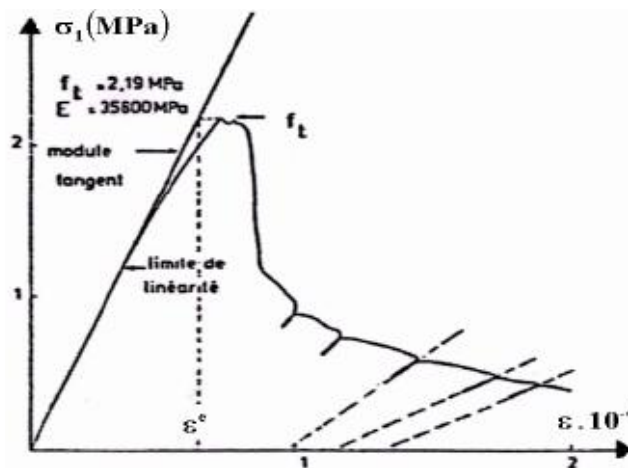


Figure 5.7 : Comportement du béton en traction directe [TER 80]

De la courbe contrainte – déformation d'un tel essai, une autre caractéristique du béton peut être déduite. Il s'agit de l'énergie de fissuration, qui peut se définir comme l'intégrale de l'évolution de la contrainte en fonction de la déformation entre le pic et la rupture. Elle est donc représentée par la surface délimitée par l'axe des déformations et la courbe dans l'intervalle de déformation compris entre le pic et la rupture.

5.2.1.3. Comportement cyclique du béton en traction – compression

Pour ce type d'essai, on constate « une restauration de la raideur lors du passage d'un chargement en traction, où cette raideur est initialement endommagée du fait de la fissuration, à un chargement en compression » [NEC 00]. En effet, la refermeture des fissures de traction en compression génère une absence d'interaction avec les fissures de compression perpendiculaires, d'où un nouveau comportement sain.

On retiendra donc ce qui suit quant au comportement du béton à température ambiante ;

- une déformation résiduelle, aussi bien en traction qu'en compression ;
- un comportement adoucissant post-pic ;
- une dégradation de la raideur pendant la décharge ;
- une restauration de la raideur en cas d'inversion du signe de la contrainte.

5.2.2. Comportement du béton à température élevée

La déshydratation générée par l'échauffement du béton provoque l'apparition d'eau libre et une augmentation de la pression interstitielle. Les modifications simultanées de la pâte et des granulats entraînent alors une dégradation de la micro-structure : on observe des détériorations spécifiques en raison de l'incompatibilité du comportement de ces 2 constituants majeurs.

Chapitre I : Généralités et définitions

En effet, pour des températures supérieures à 105 °C, il se produit deux phénomènes opposés, traduisant l'Incompatibilité Thermique des Constituants du Béton (ICTB) :

- le retrait dans la pâte de ciment ;
- la dilatation des granulats.

Par ailleurs, on assiste à une augmentation du volume total et de la taille des pores, probablement causée par :

- la rupture des cloisons capillaires due à l'évaporation de l'eau ;
- la micro-fissuration due aux dilatations différentielles ;

pouvant conduire à un éclatement du matériau (Figure 5.8).



Figure 5.8 : Eclatement du béton suite à un incendie de parking

5.2.2.1. Béton en compression sous hautes températures

La courbe contrainte - déformation dépend principalement de 2 paramètres :

- le type de granulat ;
- la teneur en eau.

La résistance en compression peut être déterminée de façon expérimentale, en distinguant 3 cas d'essais :

- la méthode d'état régulier : échauffement à une température donnée, puis charge mécanique à vitesse contrôlée ;
- la méthode d'état transitoire : charge appliquée jusqu'à une valeur fixée, puis échauffement à vitesse contrôlée ;
- des essais réalisés pendant l'échauffement ou le refroidissement de l'éprouvette.

On peut tout de même noter les points suivants :

- pour une température inférieure à 90 °C, la résistance diminue légèrement ;
- pour une température supérieure à 90 °C, l'accélération du séchage provoque une augmentation de la résistance ;
- pour une température supérieure à 200 °C, le séchage est achevé, ce qui cause une diminution progressive de la résistance.

Ainsi, on observe :

Chapitre I : Généralités et définitions

- un endommagement thermique se traduisant par une réduction irréversible de la rigidité ;
- une décohésion thermique, caractérisée par une réduction irréversible de la résistance ;
- une augmentation de la sensibilité au confinement avec la température.

De plus, la diminution de la résistance en bi-compression est plus lente que celle de la résistance en compression simple.

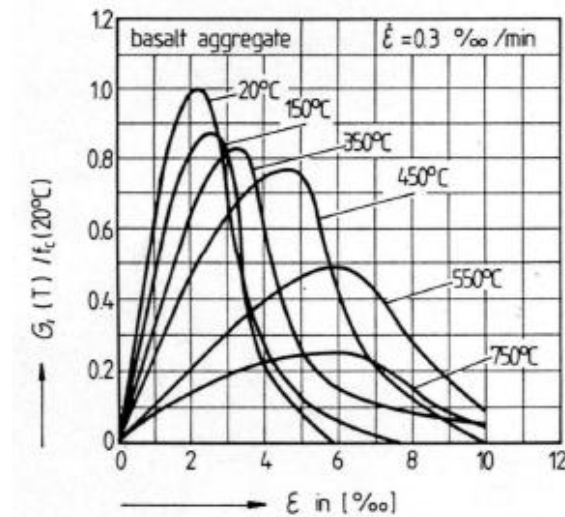


Figure 5.9 : Courbes de compression uniaxiale du béton en fonction de la température [SCH 88]

L'EN 1992-1-2 [EC2 05b] et l'EN 1994-1-2 [EC4 06] proposent la courbe contrainte - déformation donnée en Figure 5.10 :

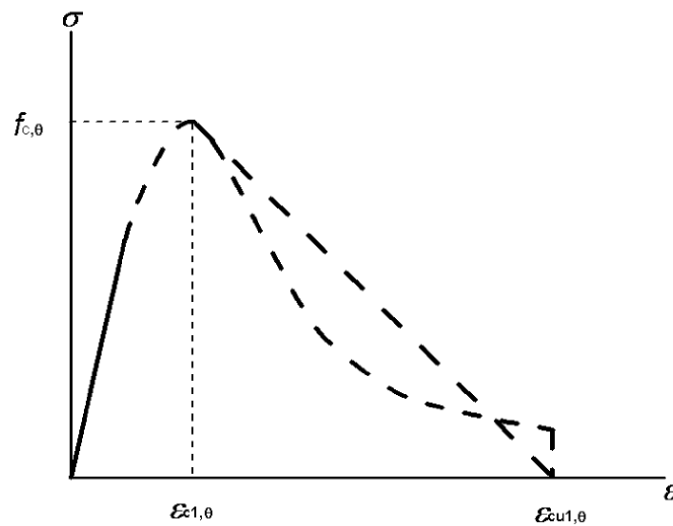


Figure 5.10 : Courbe contrainte-déformation du béton en compression à température élevée [EC2 05b]

telle que :

- pour des déformations inférieures à $\varepsilon_{c1,\theta}$:

$$\sigma = 3 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \frac{f_{c,\theta}}{2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3} ;$$

Chapitre I : Généralités et définitions

- pour des déformations supérieures à $\varepsilon_{c1,\theta}$, il est recommandé de considérer une branche descendante, linéaire ou non ;
- la résistance $f_{c,\theta}$ est déterminée à partir du facteur de réduction $k_{c,\theta}$ tel que $k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{c,20^\circ C}$;
- les déformations au pic $\varepsilon_{c1,\theta}$ et à rupture $\varepsilon_{cu1,\theta}$ sont données en Figure 5.11.

Ceci permet de déterminer le module d'Young du béton $E_{c,\theta}$ par dérivation de l'expression précédente, soit :

$$E_{c,\theta} = \frac{3}{2} \frac{f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} = \frac{3}{2} \frac{k_{c,\theta} f_{c,20^\circ C}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \quad (5.1)$$

d'où :

$$k_{E_{c,\theta}} = \frac{E_{c,\theta}}{E_{c,20^\circ C}} = \frac{3}{2} \frac{k_{c,\theta} f_{c,20^\circ C}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \bigg/ \frac{3}{2} \frac{f_{c,20^\circ C}}{\varepsilon_{c1,20^\circ C}} = k_{c,\theta} \frac{\varepsilon_{c1,20^\circ C}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \quad (5.2)$$

NB : Il faut noter que cette expression du module d'Young est différente de celle donnée dans l'EN 1992-1-1 [EC2 05a]. En effet, selon ce dernier, en considérant le module tangent et la déformation au pic définis en §3.2.1.1, prenons l'exemple d'un béton C25/30 :

- $f_{ck} = 25$ MPa, donc $f_{cm} = 33$ MPa ;

ce qui donne :

- $\varepsilon_{c1} = 2,1$ ‰ ;
- $E_{cm} = 31,5$ GPa, d'où $E_c = 33$ GPa.

Or, selon l'EN 1992-1-2 [EC2 05b] :

- $\varepsilon_{c1,\theta} = 2,5$ ‰, soit une légère augmentation ;
- $E_{c,20^\circ C} = 15$ GPa, soit une réduction de plus de 50 %.

Ainsi, comparé aux valeurs à température ambiante, la déformation au pic est plus importante, tandis que le module d'Young est nettement plus faible en configuration mixte.

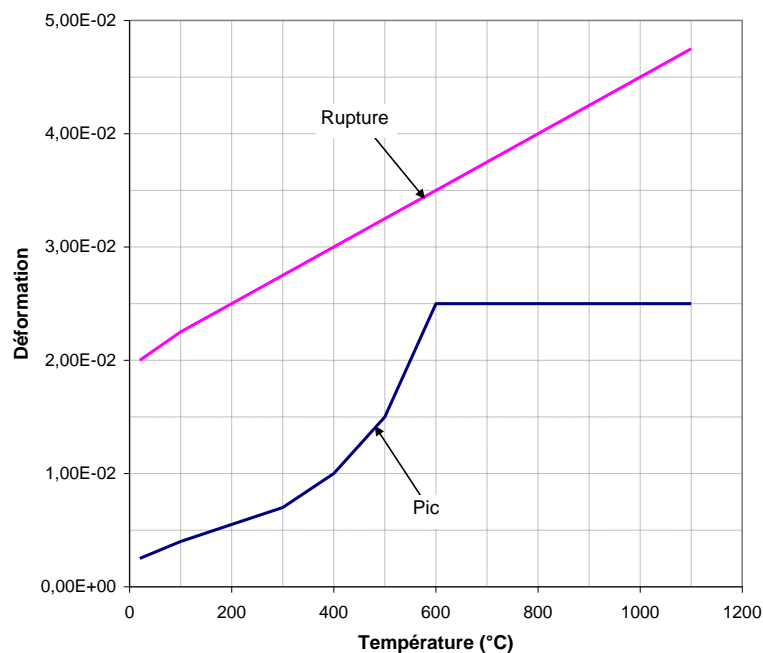


Figure 5.11 : Déformations du béton en compression en fonction de la température

5.2.2.2. Béton en traction sous hautes températures

Même s'il n'existe qu'un nombre limité de recherches à ce sujet, on peut aujourd'hui affirmer que la résistance du béton en traction est très sensible à la température, dont elle est une fonction décroissante (Figure 5.12). Par ailleurs, elle présente une réduction plus rapide qu'en compression.

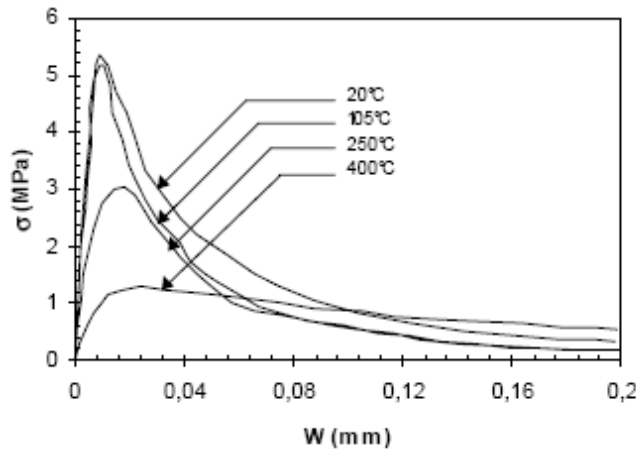


Figure 5.12 : Courbes de traction uniaxiale du béton en fonction de la température [FEL 98]

Par mesure de conservatisme, l'EN 1994-1-2 [EC4 06] suppose que dès que la fissuration est développée, le béton ne résiste plus à la traction, ce qui se traduit par une résistance $f_{ck,t}$ nulle. Toutefois, l'EN 1992-1-2 [EC2 05b] admet la définition suivante :

$$f_{ck,t,\theta} = k_{c,t,\theta} f_{ck,t} \quad (5.3)$$

où $k_{c,t,\theta}$ est le facteur de réduction de la résistance caractéristique en traction $f_{ck,t}$, l'évolution de ce facteur étant donnée sur la Figure 5.13 :

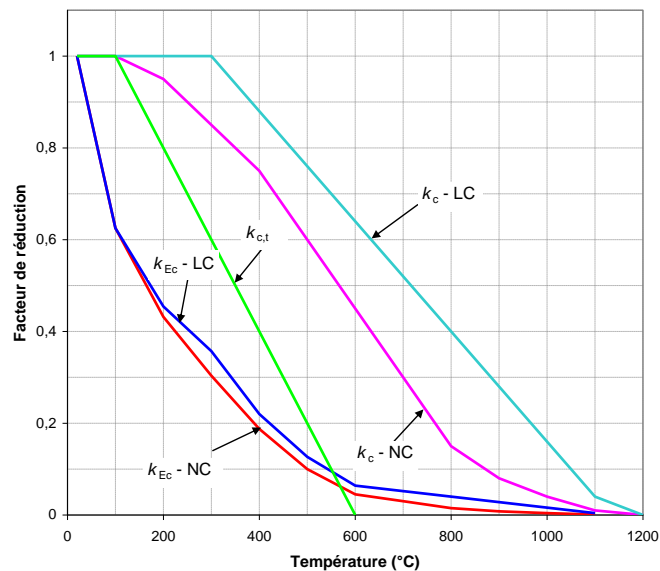


Figure 5.13 : Evolution des facteurs de réduction du béton en fonction de la température

5.2.2.3. Energie de fissuration

A température élevée, l'énergie de fissuration doit également dépendre de paramètres tels que la vitesse d'échauffement ou le type de granulats. La Figure 5.14 met en évidence le caractère disparate de l'évolution de cette propriété en fonction de la température, ce qui nous amène par la suite à lui appliquer une valeur constante quelle que soit la température considérée.

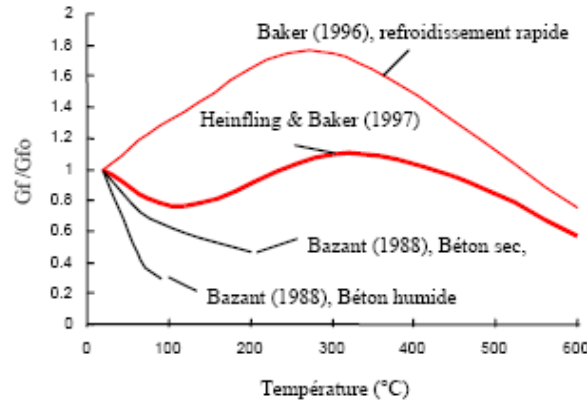


Figure 5.14 : Evolution relative de l'énergie de fissuration en fonction de la température [HEI 98]

5.3. Modélisation du comportement des matériaux

Le comportement d'un matériau peut être décrit par une approche discrète, très onéreuse pour de grandes structures fissurées, ou par une approche continue s'appuyant sur deux théories : la théorie de la plasticité et la théorie de l'endommagement.

5.3.1. Endommagement

Il s'agit de modéliser l'impact des micro-fissures et micro-cavités sur le comportement d'un matériau, ce qui implique une décohésion dans le volume élémentaire représentatif. Ce type de modélisation s'adapte donc aux matériaux fragiles dont fait partie le béton.

La modélisation est basée sur une variable interne de dégradation D , de nature tensorielle ou scalaire : dans ce dernier cas, en notant :

- E_0 : module d'élasticité du matériau sain ;
- E : module d'élasticité du matériau endommagé ;

elle peut être définie par :

$$D = 1 - \frac{E}{E_0} \quad (5.4)$$

Aussi, en phase élastique :

$$\sigma = (1 - D)E_0 \varepsilon \quad (5.5)$$

Une autre définition consiste à rapporter la surface occupée S_D du matériau par les micro-défauts à sa surface totale S (Equation (5.6)) : on parle alors de surface effective.

$$D = \frac{S_D}{S} \quad (5.6)$$

Chapitre I : Généralités et définitions

« Cette approche est destinée à l'étude de structures dont la taille est largement supérieure à celle des hétérogénéités. Les lois de comportement sont établies sur le volume endommagé et sont attribuées à chaque point de celui-ci » [BUJ 07]. Or, nos travaux portant sur l'activation de l'effet membrane sur une dalle à comportement élasto-plastique, nous préférons nous appuyer sur la théorie de la plasticité décrite ci-après.

5.3.2. Plasticité

La plasticité, qui décrit deux étapes de comportement, à savoir :

- la condition ou critère d'atteinte de l'état plastique ;
- le comportement après l'atteinte du critère (écrouissage ou adoucissement) ;

est basée sur des hypothèses restrictives :

- les contraintes sont réparties de façon homogène et uniforme ;
- le facteur temps n'est pas pris en compte – viscosité, fluage ;
- le matériau subit de petites déformations.

Contrairement aux déformations élastiques, les déformations plastiques dépendent de l'historique des contraintes lors de l'application des sollicitations. L'incrément des déformations plastiques est gouverné par une loi dite d'écoulement plastique.

Un modèle élasto-plastique est basé sur un critère de plasticité définissant le domaine de comportement réversible ou élastique C_E . Ce critère précise le début de l'écoulement plastique, à partir duquel les déformations deviennent irréversibles, et au cours duquel une évolution du seuil de plasticité F est possible, ce qui traduit un écrouissage du matériau.

La fonction ou surface de charge F , qui doit être de nature convexe, peut être définie, entre autres, par :

- le critère de Rankine : il se définit comme le critère de la contrainte maximale [RAN 58] ; son caractère quasi-unidimensionnel le rend trop simpliste, ce qui explique que d'autres critères lui sont sinon préférés, du moins combinés ;
- le critère de Huber - von Mises : lié au second invariant J_2 du tenseur déviatorique et au principe d'incompressibilité plastique, ce critère énergétique peut être utilisé pour décrire le mode de ruine des matériaux métalliques ductiles, tels que l'acier. Ce critère n'est cependant pas adapté aux géomatériaux tels que le béton, en raison de la complexité de leur comportement incluant notamment de la cohésion et du frottement [HUB 04, VON 13] ;
- le critère de Drucker - Prager : il s'agit d'une généralisation du critère de Von Mises pour les matériaux à frottement interne. Le critère de Drucker - Prager combine le premier invariant I_1 du tenseur des contraintes au second invariant J_2 , et permet de tenir compte du confinement sous pression triaxiale [DRU 52]. Il dépend de 2 paramètres :
 - l'angle de frottement interne du matériau, noté Φ ;
 - la cohésion du matériau, notée c , contrainte de cisaillement maximale à contrainte normale nulle.

La rupture du matériau se produit lorsque les contraintes franchissent l'espace des contraintes principales défini par les deux invariants [BUJ 07]. Toutefois, l'utilisation de ce critère ne permet pas de dépasser le seuil de plasticité en cas de chargement hydrostatique.

Chapitre I : Généralités et définitions

La fermeture du critère en compression triaxiale – « cap models » [DI 71, HOF 93] - est une alternative à ce problème de franchissement.

Le principe de multi-surfaces permet également de modéliser le comportement d'un matériau dont la non-linéarité résulte de plusieurs mécanismes, pour chacun desquels une surface de charge propre est définie. Par exemple, le modèle proposé par Nechnech [NEC 00] et le modèle BETON du code Cast3M [CEA 11a, CEA 11b] incluent :

- un comportement fragile caractérisé par un critère en contrainte maximale de type Rankine en traction ;
- un comportement ductile caractérisé par un critère de type Drucker - Prager en compression.

Ceci permet de combiner la fissuration et la plasticité au sein d'un même modèle.

On parle d'écoulement associé lorsque la direction des incréments de déformations plastiques est normale à la frontière de C_E . Autrement, on parle d'écoulement non-associé, ce qui est généralement le cas dans les modèles de géomatériaux pour une meilleure représentation de leur comportement dilatant.

En cas de multi-surfaces, l'écoulement plastique tient compte de l'apport de chaque potentiel plastique. En cas de variation de la température, la modélisation du comportement d'un matériau doit tenir compte des déformations d'origine thermique, des déformations d'interaction thermo-mécaniques, et de l'évolution de ses propriétés mécaniques en fonction de la température.

La surface de charge et la loi d'écoulement plastique sont définies en tant que fonctions de la température θ .

5.3.3. Interaction thermo-mécanique

De façon générale, le taux de déformation totale $\dot{\epsilon}$ est la somme du taux de déformation élastique $\dot{\epsilon}^e$, du taux de déformation plastique $\dot{\epsilon}^p$, du taux de déformation d'origine thermique $\dot{\epsilon}^\theta$ et du taux d'interaction thermo-mécanique $\dot{\epsilon}^{tm}$:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p + \dot{\epsilon}^\theta + \dot{\epsilon}^{tm} \quad (5.7)$$

Comme en plasticité classique, la déformation plastique est calculée en utilisant la loi d'écoulement. Le calcul de la déformation thermique se fait à partir du coefficient de dilatation thermique α qui dépend de la température [DE 77, KHE 92] :

$$\dot{\epsilon}^\theta = \alpha(\theta)\dot{\theta} \mathbf{I} \quad (5.8)$$

ou à partir de formules empiriques [DE 77, KHE 92] :

$$\dot{\epsilon}^\theta = \Phi(\theta) \mathbf{I} \quad (5.9)$$

La déformation d'interaction thermo-mécanique quant à elle peut être calculée en appliquant l'une des deux méthodes proposées par Bazant et Kaplan [BAZ 96] et Anderberg et Thelandersson [AND 76].

La première méthode, proposée par Bazant et Kaplan [BAZ 96], assimile cette déformation à une déformation de fluage définie en configuration uni-axiale par l'Equation (5.10).

$$\epsilon^{tm} = J(\theta, t, t') \sigma \quad (5.10)$$

Chapitre I : Généralités et définitions

où $J(\theta, t, t')$ représente la fonction de complaisance de fluage, c'est-à-dire la déformation induite à l'instant t par une contrainte unitaire appliquée à l'instant t' , indépendante du niveau de contrainte : « l'accentuation de l'effet de la contrainte appliquée sur le module d'Young » E n'est donc pas prise en compte. Par ailleurs, cette approche temporelle n'est pas justifiée en raison du caractère quasi-instantané de cette déformation. Aussi, Schneider [SCH 88] a-t-il proposé la formule (5.11) applicable au cas uni-axial :

$$\varepsilon^{tm} = \frac{\phi}{E} \sigma \quad (5.11)$$

où Φ est une fonction de fluage transitoire dépendant de la température et de l'histoire du chargement.

Dans la deuxième méthode, proposée par Anderberg et Thelandersson [AND 76], la déformation d'interaction thermo-mécanique décrit l'impact de la contrainte appliquée sur la déformation thermique du béton, conduisant au concept d'interaction thermo-mécanique. En configuration uni-axiale, cette déformation est définie de façon empirique par :

$$\dot{\varepsilon}^{tm} = \frac{\beta_0 \sigma}{f_{c,20^\circ C}} \dot{\varepsilon}^\theta \quad (5.12)$$

avec :

- $f_{c,20^\circ C}$: résistance en compression uni-axiale à 20 °C ;
- β_0 : paramètre variant de 1,8 à 2,35 ;
- σ : contrainte uni-axiale appliquée.

Une généralisation de la loi uni-axiale (5.11), proposée par Thelandersson [THE 87], consiste à diviser le taux de déformation thermo-mécanique en 2 parties, dont une déviatorique $\dot{\varepsilon}_d^{tm}$ et une volumique $\dot{\varepsilon}_v^{tm}$, soit :

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_v^{tm} &= \gamma_v \dot{T} p \mathbf{I} \\ \dot{\varepsilon}_d^{tm} &= \gamma_d \dot{T} p \mathbf{s} \end{aligned} \quad (5.13)$$

avec :

- p : pression hydrostatique ;
- \mathbf{s} : vecteur contrainte déviatorique ;
- γ_v et γ_d : paramètres matériaux.

La déformation d'interaction thermo-mécanique est anisotrope, tout comme le processus global de déformation thermique du matériau, générant des déformations de cisaillement. De plus, une variable d'endommagement thermique appropriée permet de tenir compte de l'effet du chargement mécanique sur la variation thermique du module d'Young.

5.4. Connecteurs

Comme indiqué plus haut, les connecteurs entre une dalle et un profilé métallique jouent un triple rôle :

- transférer les efforts de cisaillement longitudinal entre la dalle et le profilé métallique ;
- empêcher le soulèvement de la dalle dû à sa tendance à se séparer du profilé ;
- réduire le glissement entre la dalle et la poutre.

Chapitre I : Généralités et définitions

Le calcul de la résistance des connecteurs se fait sur les tronçons de poutre entre sections de moment nul et de moment à maximal, en s'appuyant sur l'effort rasant. En calcul plastique, l'effort de cisaillement longitudinal à transférer entre les points de moment nul et maximal d'une poutre mixte devrait être égal au minimum de la résistance en compression de la section en béton et de la résistance en traction de la section en acier. On parle de connexion complète lorsque la résistance totale des connecteurs satisfait cette exigence. Dans ce cas, la section mixte peut développer sa pleine résistance plastique sans ruine par cisaillement longitudinal. Sinon, le nombre de connecteurs étant inférieur à celui requis, le moment plastique de la poutre ne peut pas atteindre sa valeur ultime : il s'agit d'une connexion partielle [WAR 90].

Parmi les connecteurs ductiles les plus utilisés à l'heure actuelle, on peut citer les goujons à tête, disposés en une ou plusieurs files, espacés régulièrement ou non. Les caractéristiques des goujons peuvent être déduites d'essais « push-out », au cours desquels on mesure l'effort de cisaillement appliqué en fonction du glissement de la tête du connecteur. Ainsi, un goujon est caractérisé par une loi force – glissement. Plusieurs recherches ont été effectuées pour définir cette loi. En notant :

- $Q(\gamma)$ la résistance du goujon pour un glissement γ ;
- Q_u la résistance ultime du goujon ;
- k un coefficient déterminant la limite d'élasticité ;
- γ_0 le glissement élastique maximal mesuré ;
- γ_u le glissement mesuré à la rupture ;

on peut citer :

- la loi exponentielle proposée par Yam et Chapman [YAM 68] :

$$Q = a(1 - e^{-b\gamma}) \text{ avec } a = \frac{Q_2}{2Q_1 - Q_2} \text{ et } b = \frac{1}{\ln Q_1 - Q_2} \quad (5.14)$$

- la loi exponentielle proposée par Ollgaard *et al.* [OLL 71] :

$$Q_u = 0,182 A_\phi f_c^{0,3} E_c^{0,44} \text{ avec } A_\phi : \text{section du goujon} \quad (5.15)$$
$$Q = Q_u (1 - e^{-0,7\gamma})^{0,4}$$

- la loi polynomiale proposée par Ansourian et Roderick [ANS 78] :

$$Q = k\gamma \text{ si } Q \leq Q_u/5 \quad (5.16)$$
$$\gamma = aQ + bQ^2 + cQ^3 + dQ^4 \text{ si } Q \geq Q_u/5$$

- la loi exponentielle proposée par Aribert *et al.* [ARI 83] déduite de la précédente :

$$Q = Q_u (1 - e^{-0,7\gamma})^{0,8} \quad (5.17)$$

- la loi exponentielle proposée par Zhao [ZHA 94] :

$$Q = Q_u k \gamma / \gamma_0 \text{ si } 0 \leq \gamma \leq \gamma_0 \quad (5.18)$$
$$Q = Q_u e^{\ln k \left(\frac{\gamma}{\gamma_0} \right)^{\frac{1}{\ln k}}} \text{ si } \gamma_0 \leq \gamma \leq \gamma_u$$

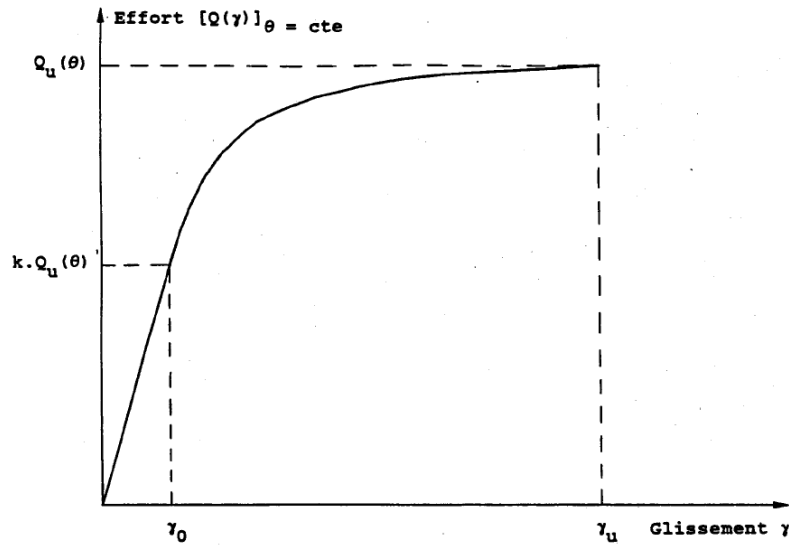


Figure 5.15 : Courbe force – glissement d'un goujon [ZHA 94]

La loi donnée par l'Equation (5.18) étant la seule pour laquelle nous disposons des paramètres aussi bien à température ambiante qu'en situation d'incendie, nous la retenons dans la suite de nos travaux. La variation des différents paramètres de cette loi en fonction de la température, qui découle de divers essais [ZHA 94], est donnée en Figure 5.16.

On remarque que ces paramètres sont *a priori* indépendants de la géométrie des goujons, bien qu'il aille de soi qu'il n'en est pas de même de la résistance Q . Il convient donc de rappeler qu'il s'agit d'un modèle de comportement destiné à mener des calculs de poutres mixtes.

On peut noter que l'échauffement d'un goujon augmente sa ductilité, les courbes de glissement et du coefficient k représentant des fonctions croissantes. En revanche, la résistance ultime diminue nettement avec la température, comme nous l'avons observé pour l'acier et le béton.

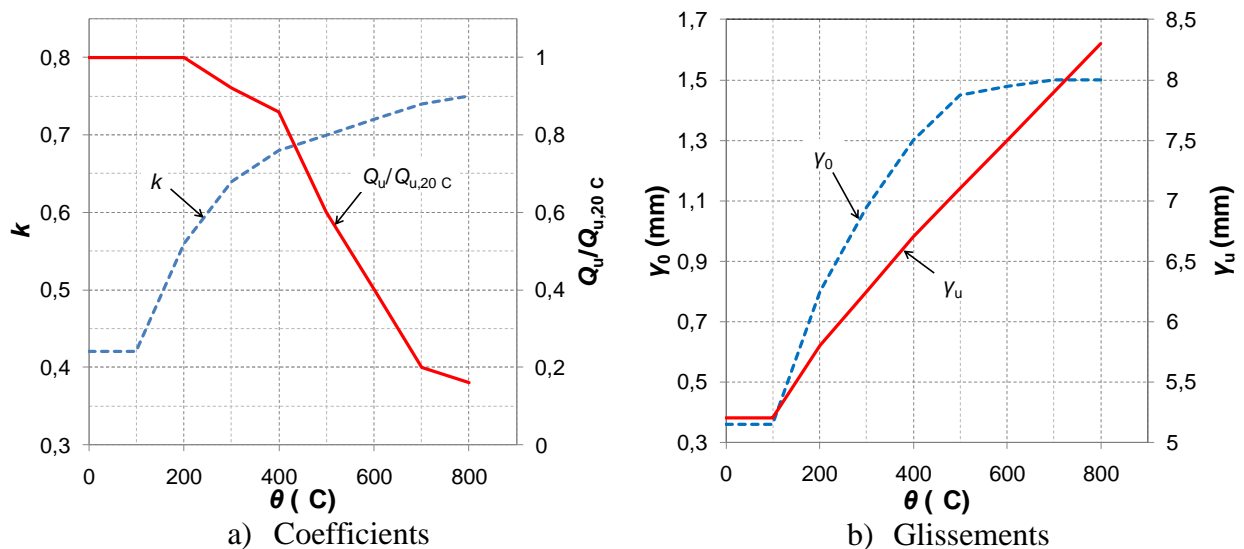


Figure 5.16 : Paramètres de la loi force-glissement des connecteurs fonction de la température

6. Analyse du comportement au feu des structures mixtes

Lorsque un incendie se développe au sein d'un bâtiment compartimenté ou multi-étagé, un effondrement partiel ou global de la structure peut avoir un effet néfaste sur la sécurité des personnes, y compris pour la gêne créée pour l'intervention des secours. De ce fait, l'ingénierie de la sécurité incendie a pour objectif majeur d'assurer la protection des personnes à l'intérieur et au voisinage d'une structure exposée au feu. La capacité d'une structure est ainsi décrite par 3 critères notés R , E , I (résistance mécanique, étanchéité et isolation thermique), que doivent satisfaire les éléments exposés à un feu normalisé selon leur fonction [EC4 06] :

- fonction séparative uniquement : E et, si exigé, I ;
- fonction porteuse uniquement : R ;
- fonction séparative et porteuse : R , E et, si exigé, I .

Par exemple, si la résistance d'un élément aux charges mécaniques qui lui sont appliquées est assurée pendant au moins 30 min d'exposition, il est classé R 30.

Selon les normes européennes, le comportement au feu d'une structure peut être appréhendé par des modèles de calcul simplifiés ou avancés, suivant le niveau d'exigence requis.

6.1. Modèles de calcul simplifiés

L'approche traditionnelle pour analyser le comportement d'une structure, aussi bien à température ambiante que sous incendie, consiste souvent à étudier séparément les différents éléments constitutifs de cette structure. Suivant son niveau de chargement $\eta_{fi,t}$ - rapport entre la charge appliquée à chaud et la résistance mécanique à froid – un élément structural exposé est vérifié à température élevée selon sa fonction – séparative et/ou porteuse.

6.1.1. Eléments isolés

Une dalle mixte exposée en sous face, supposée satisfaire le critère E , est au minimum classée R 30, qu'elle soit protégée ou non, en négligeant les effets de l'empêchement de dilatation axiale. Le critère R d'une dalle protégée est satisfait tant que la température du bac acier n'excède pas 350 °C.

La résistance mécanique d'une dalle mixte peut être déterminée selon l'Annexe D de l'EN 1994-1-2 [EC4 06], en calculant l'échauffement d'une section, pour en déduire les moments résistants positif et négatif. Le moment résistant négatif est obtenu à partir d'une section réduite, en négligeant la contribution des zones échauffées au-delà d'une certaine température θ_{lim} .

La résistance au feu d'une poutre mixte sans enrobage de béton peut également être évaluée selon l'EN 1994-1-2 [EC4 06] par :

- la méthode de la température critique, applicable dans un domaine limité (poutre bi-appuyée en flexion positive, profilé symétrique de 500 mm de hauteur maximale, dalle d'au moins 120 mm d'épaisseur, échauffement uniforme de la section métallique à partir du facteur de massivité de la semelle inférieure) ;
- la méthode du moment résistant, en tenant compte du degré de connexion et en supposant un comportement plastique.

Ces deux méthodes donnent une estimation du comportement mécanique d'un élément de manière simplifiée. Elles ont pour inconvénient majeur de ne traiter que des éléments structuraux exposés à un feu ISO, ce qui limite le champ d'étude puisque les cas de feu réel ne peuvent être traités. Elles

Chapitre I : Généralités et définitions

ne tiennent pas non plus compte des interactions réelles au niveau des connexions dalle - profilé métallique et des assemblages poutre - poutre et poteau - poutre. De ce fait, elles ne sont pas directement applicables à des planchers pour lesquels on cherche à mobiliser l'effet membrane. En effet, les planchers mixtes sont constitués de poutres métalliques, connectées à des dalles en béton ou à bac collaborant, attachées à des poteaux (cf. Chapitre III).

6.1.2. Structure globale

La méthode FRACOF, présentée en Chapitre III, est basée sur la performance globale d'un plancher en situation d'incendie. Elle s'appuie sur l'activation de l'effet membrane en grands déplacements, causés par le gradient thermique sur l'épaisseur de la dalle d'une part, et la détérioration des propriétés mécaniques du ferrailage de la dalle d'autre part. Elle tient également compte de la contribution des solives intermédiaires, non-protégées, à la résistance mécanique du plancher. La résistance des poutres périphériques, connectées aux poteaux et protégées, est vérifiée en termes de température critique. Ceci permet à l'utilisateur de déterminer l'épaisseur de protection à appliquer à ces poutres, qu'elles soient mixtes ou en acier seul. Un plancher peut donc être dimensionné par cette méthode suivant le degré de résistance au feu requis.

En tant que modèle simplifié, la méthode FRACOF a été validée par une comparaison à des modèles plus avancés.

6.2. Modèles de calcul avancés

Ce type de modèles peut s'appliquer aussi bien à un élément isolé qu'à une structure entière, et repose habituellement sur la méthode des différences ou des éléments finis. Il permet de prendre en compte des matériaux différents, s'échauffant à des vitesses variables, et nécessite des relations de compatibilité entre les différents éléments d'une structure. Les non-linéarités géométriques et matérielles peuvent également être considérées dans ce type de modèles.

6.2.1. Poutres cellulaires

Il existe dans la littérature quelques modèles numériques de poutre cellulaire en acier seul et mixte. En raison de la géométrie particulière des poutres cellulaires, une représentation tridimensionnelle est généralement adoptée. La poutre en acier est modélisée par des éléments de coque quadrangulaires élasto-plastiques, alors que la modélisation de la dalle varie d'un modèle à l'autre. Nous pouvons citer :

- le modèle développé sous le code MARC/MENTAT [RFC 06], où la dalle est représentée par des éléments volumiques à 8 nœuds, à comportement linéaire ;
- le modèle développé sous le code ANSYS [BIT 06], où la dalle est représentée par des éléments de coque multicouche, quadrangulaires et élasto-plastiques ;
- le modèle développé sous le code ABAQUS [WON 09], où la dalle est représentée par des éléments volumiques à 8 nœuds ;
- le modèle développé sous le code SAFIR [VAS 09], où la dalle est représentée par des éléments de type poutre à 2 nœuds.

La représentation de la connexion des poutres mixtes dépend également du modèle :

- modèle « MARC/MENTAT » : ressorts non linéaires ;
- modèle « ANSYS » : éléments de type poutre, avec des ressorts aux deux extrémités ;

Chapitre I : Généralités et définitions

- modèle « ABAQUS » : connexion complète par couplage des nœuds adjacents de la dalle et de la poutre en acier ;
- modèle « SAFIR » : éléments de type poutre, ou couplage des nœuds adjacents, suivant le degré de connexion réel.

Les propriétés mécaniques sont généralement conformes aux Eurocodes. Les modèles « ANSYS » et « MARC/MENTAT » ont été validés pour des études à température ambiante. Le modèle « ANSYS » a ensuite été utilisé pour une simulation à température élevée, à partir des températures mesurées en différentes sections d'une poutre mixte. Les modèles « ABAQUS » et « SAFIR » ont également été utilisés pour simuler un essai au feu à partir des températures expérimentales.

L'emploi d'éléments volumiques dans la modélisation de la dalle est très onéreux en termes de temps de calcul (modèles MARC/MENTAT et ABAQUS). Par ailleurs, le calcul de transfert thermique dans ces modèles vérifiés à chaud s'effectue en mode bidimensionnel, ce qui peut conduire à un échauffement longitudinal uniforme de la poutre étudiée. Or, le pourtour des ouvertures s'échauffe beaucoup plus vite que le reste de l'âme d'une poutre cellulaire, comme l'ont montré des résultats d'essais (cf. Chapitre II). Ceci peut modifier le comportement de la poutre au niveau des ouvertures. De ce fait, la précision des calculs de transfert thermique en mode bidimensionnel peut être remise en question. C'est pourquoi nous proposons un « nouveau » modèle numérique en Chapitre II, incluant un calcul d'échauffement précis d'une poutre à partir de ses propriétés thermiques.

6.2.2. Planchers mixtes

L'activation de l'effet membrane a fait l'objet de différentes études numériques tridimensionnelles. Parmi les modèles éléments finis élaborés, nous pouvons citer :

- le modèle développé sous le code VULCAN [ABU 08] ;
- le modèle développé sous ANSYS [SCI 09] ;
- le modèle développé sous SAFIR [VAS 10].

Dans ces trois modèles, les poutres - et les poteaux des modèles « VULCAN » et « ANSYS » - sont représentés par des éléments de type poutre, alors que la dalle, en béton armé ou mixte, est représentée par des éléments de type coque. Le champ de contraintes de traction et de compression sous effet membrane peut être affiché dans les modèles « VULCAN » et « SAFIR ». Le modèle « SAFIR » permet de représenter des poutres cellulaires avec des éléments de poutre, en utilisant la section transversale au droit des ouvertures. Ces trois modèles ont été validés par une confrontation à des résultats d'essais au feu.

Cependant, le modèle « VULCAN » ne tient pas compte de la connexion réelle entre la dalle et les poutres métalliques, les nœuds adjacents étant couplés. Dans le modèle « SAFIR », les poteaux de la structure ne sont pas modélisés. Or, l'impact de la représentation de la liaison dalle – poteau sur le comportement globale d'un plancher a été mis en évidence par des études paramétriques menées sous ANSYS.

Le modèle « ANSYS » représente la géométrie réelle d'une dalle mixte, notamment les nervures du bac. Sa validation a permis de vérifier la méthode FRACOF. Nous nous proposons donc d'adapter ce modèle numérique à des poutres cellulaires.

7. Conclusion du Chapitre I

Nous avons résumé les principaux modèles analytiques de comportement de l'acier, du béton et des connecteurs de type goujon, à froid et à chaud.

A température ambiante, nous avons rappelé le comportement symétrique de l'acier en traction et en compression, contrairement au béton, qui est essentiellement utilisé pour sa résistance en compression. C'est la raison pour laquelle un ferrailage d'armature est souvent adjoint aux éléments structuraux en béton.

Nous avons également noté que, bien que les propriétés mécaniques du béton soient moins bien connues que celles de l'acier, les caractéristiques mécaniques de ces deux matériaux se dégradent en situation d'incendie. Or, l'échauffement d'une section mixte acier – béton n'est pas uniforme, l'acier étant thermiquement beaucoup plus conducteur que le béton. Ceci amène les constructeurs à appliquer une protection anti-incendie aux parties en acier – caissons, peinture intumescente, projection - ce qui n'est pas nécessaire pour les parties en béton.

Nous pouvons donc constater la complémentarité thermo-mécanique de ces deux matériaux, d'où l'intérêt de la construction mixte. Nous avons évoqué le type de connexion possible, suivant la résistance et le nombre de connecteurs mis en place à l'interface acier – béton. Puis nous nous sommes intéressés à un modèle précis de comportement de connecteur.

Nous avons ensuite rappelé les principes de la modélisation numérique du comportement élasto-plastique des matériaux. Il nous faut donc maintenant définir - et éventuellement assembler - des modèles relatifs à l'acier, au béton et aux connecteurs, pour l'étude de poutres cellulaires en acier et mixtes en utilisant la méthode des éléments finis.

Dans le Chapitre II, nous passons en revue quelques modèles analytiques et numériques développés pour caractériser le comportement mécanique de poutres cellulaires, en soulignant leurs « insuffisances ». Nous proposons ensuite une modélisation par éléments finis de poutres cellulaires, que nous comparons au modèle analytique qui nous semble le mieux adapté.

Chapitre II :

Analyse du comportement au feu des poutres cellulaires en acier ou mixtes

1. Généralités

Comparée à une poutre en acier seul, la résistance à la flexion d'une poutre mixte acier – béton peut augmenter de 50 à 100 %, et la rigidité encore plus [RFC 06]. Afin de pouvoir bénéficier d'une flexibilité d'utilisation de la surface de plancher, les concepteurs d'immeubles de bureaux ont recours à des systèmes mixtes incluant des poutres de grande portée présentant nécessairement une grande hauteur, les équipements techniques étant incorporés dans la zone structurale du plancher.

L'espace disponible pour les équipements techniques – notamment les conduits de ventilation – peut alors se trouver restreint, ce qui génère une augmentation de la hauteur d'étage, et donc du coût de construction. L'usage de poutres en acier présentant des ouvertures d'âme – rectangulaires, hexagonales, circulaires, oblongues, sinusoïdales – permet de pallier ce problème d'espace [BIT 06, RFC 06] : le passage des canalisations à l'intérieur des ouvertures réduit considérablement l'épaisseur des planchers, d'où l'intérêt croissant de la part des concepteurs pour ce type de poutre, en plus de leur aspect esthétique.

Ces poutres en acier sont réalisées soit par découpage d'ouvertures dans l'âme de la poutre, notamment pour les ouvertures rectangulaires, soit en découpant et en ressoudant deux poutres en acier laminé à chaud à âme pleine. Ceci permet d'obtenir une poutre jusqu'à 2 fois plus légère qu'une poutre à âme pleine de même portée sous le même chargement. Elle peut être connectée à une dalle en béton pour constituer une poutre mixte dont la résistance globale en flexion est principalement représentée par des efforts de traction dans la membrure inférieure (Té inférieur) et de compression dans la dalle.

Habituellement, la partie comprimée en béton d'une poutre mixte étant très résistante, la semelle supérieure en acier n'est dimensionnée que pour la phase de construction, puisque sa contribution à la résistance globale est faible. Le rôle négligeable de la membrure supérieure permet donc d'optimiser le rendement d'une section mixte en utilisant deux profils différents dans la poutre ajourée en acier (Figure 1.1). L'inertie de la section dissymétrique ainsi formée peut être nettement supérieure à celle des profils de base [LAW 06].

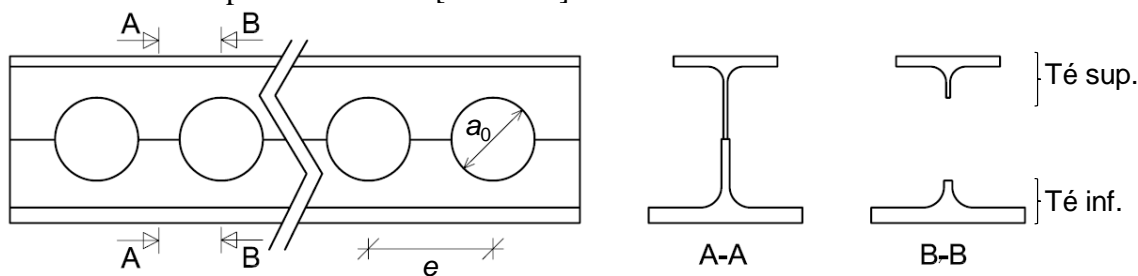


Figure 1.1 : Géométrie d'une poutre cellulaire

Cependant, malgré la complexité du comportement mécanique de ces poutres, peu de travaux leur ont été consacrés, surtout que la technologie de fabrication fait évoluer les formes de façon continue. Bien que l'étude des poutres à ouvertures d'âme ait débuté il y a plus d'un siècle, et que leur introduction sur le marché ait eu lieu à la fin des années 1980 [RFC 06], il n'existe à ce jour pas de solution « utile » pour déterminer la résistance d'une poutre dotée d'une âme ajourée.

L'application de la théorie des poutres Vierendeel à la partie ajourée de la poutre est une méthode très souvent utilisée, bien que l'origine de cette application reste inconnue. La démarche habituelle pour évaluer le comportement mécanique des poutres à ouverture(s) d'âme, à température ambiante ou en situation d'incendie, se base sur une combinaison des approches numériques et

expérimentales [WAR 90, BIT 06, NAD 07]. En général, les essais permettent de calibrer les modèles numériques et réduire ainsi les coûts relatifs à des études purement expérimentales.

Dans ce chapitre, nous nous intéressons tout d'abord au comportement mécanique des poutres à ouvertures d'âme à température ambiante. Les modes de ruine spécifiques sont soulignés ainsi que deux modèles analytiques de pré-dimensionnement de poutre cellulaire, utilisés au Royaume Uni et en France respectivement. Puis, l'attention est portée sur leur comportement à température élevée. Pour cela, nous nous appuyons sur des résultats expérimentaux qui ont permis d'étendre les modèles analytiques présentés à des situations d'incendie, et de développer des modèles numériques.

Nous proposons ensuite un nouveau modèle numérique que, une fois validé par une confrontation à des résultats expérimentaux, nous utilisons pour mener une étude paramétrique. Cette étude porte sur l'influence de la géométrie – portée, diamètre et entraxe des ouvertures, type de dalle (pleine ou mixte) - et des propriétés mécaniques des matériaux sur le comportement d'une poutre cellulaire mixte à température élevée. Les résultats de cette étude sont comparés à l'une des méthodes analytiques dites « simplifiées » pour vérifier la validité et la précision de cette dernière.

2. Comportement mécanique à température ambiante

Les poutres mixtes dotées de grandes ouvertures d'âme présentent différents modes de ruine (Figure 2.1) :

- flexion globale (liée à l'action mixte au droit de l'ouverture) ;
- cisaillement pur (lié à la section en acier réduite) ;
- flexion Vierendeel (flexion locale dépendant de la transmission du cisaillement au niveau de l'ouverture) ;
- voilement de l'âme (pouvant se produire dans les poutres à âme élancée à proximité immédiate des grandes ouvertures) ;
- cisaillement horizontal des montants d'âme (pouvant apparaître dans le cas d'ouvertures rapprochées), un montant étant la partie de l'âme située entre deux ouvertures consécutives, ou à ses extrémités ;
- flambement des montants d'âme (fonction de l'élancement et de la résistance au cisaillement des montants d'âme entre des ouvertures adjacentes) ;
- flexion des montants d'âme (susceptible de se produire entre des ouvertures rectangulaires rapprochées).

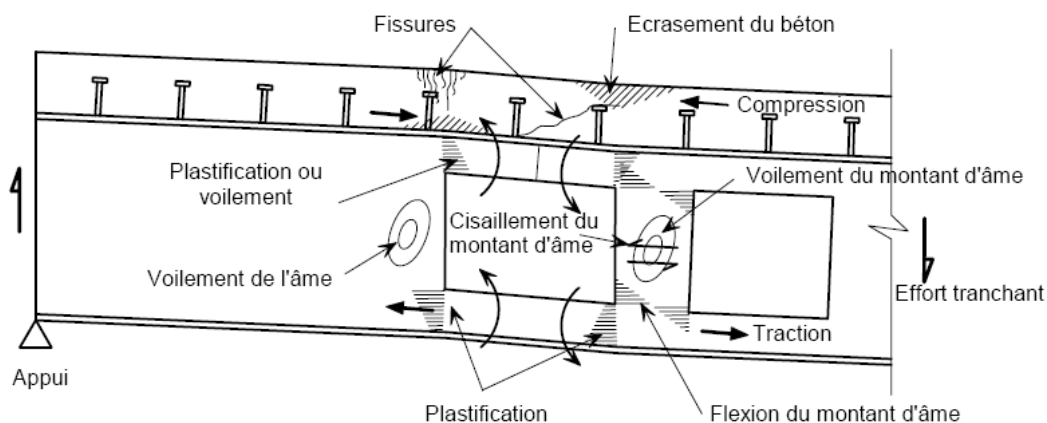


Figure 2.1 : Modes de ruine au niveau d'ouvertures rapprochées de grandes dimensions [RFC 06]

Ces modes de ruine sont généralement regroupés en deux grands groupes qui sont le flambement des montants et la plastification locale par effet Vierendeel.

2.1. Flambement des montants

En raison du cisaillement longitudinal et de la flexion locale induite au niveau de l'âme, un montant est susceptible d'instabilité et peut subir des déformations hors plan, instabilité se rapprochant d'un phénomène de voilement local et/ou de déversement local, soit plus généralement du « flambement ».

Selon [BIT 06], les principaux paramètres dont dépend la résistance au flambement d'un montant sont :

- l'espacement des ouvertures caractérisé par le paramètre $\alpha = e/a_0$;
- l'élancement de l'ouverture $\beta = a_0/(t_w \varepsilon)$, avec $\varepsilon = \sqrt{235/f_{ay}}$;
- la nuance de l'acier – ou sa limite d'élasticité f_y ;
- la symétrie ou la dissymétrie de la section.

2.2. Plastification locale dans les membrures par effet Vierendeel

Le comportement mixte est favorable à la flexion Vierendeel – ou flexion « sur 4 angles » -, la dalle en béton servant de renfort à la membrure supérieure. Dans le cas d'ouvertures circulaires, une rotule plastique se développe à chacun des 4 angles du carré inscrit dans l'ouverture. La résistance à la compression de la dalle n'est toutefois pas totalement exploitable, car la connexion de cisaillement limite le développement de la compression dans le béton, alors que l'effet Vierendeel est plus marqué dans l'angle où le béton est comprimé.

Au droit d'une ouverture, la section transversale est composée de 2 « Tés » correspondant aux 2 sections de membrure (Figure 1.1), et reprenant le moment fléchissant sous forme d'efforts axiaux, et des moments fléchissants locaux supplémentaires générés par le cisaillement. De façon conventionnelle, on suppose l'existence d'un point d'inflexion à mi-longueur des Tés et une variation linéaire des moments fléchissants locaux, avec des maxima au niveau des angles de l'ouverture. La résistance plastique à l'effort normal et à la flexion peut être utilisée pour les sections massives.

Certaines règles de calcul ont été élaborées aux Etats-Unis dans les années 1960. En Europe, dans le cadre d'un projet CECA (Communauté Européenne du Charbon et de l'Acier), Höglund et Johansson ont élaboré les premières recommandations, relatives aux ouvertures raidies et non raidies [STE 77]. Elles constituèrent, entre autres, la base de l'Annexe N de la version ENV de l'Eurocode 3. Cette annexe ne fut cependant pas retenue dans la version finale pour en limiter le volume et les détails de calcul.

Nous présentons dans ce qui suit deux méthodes simplifiées de pré-dimensionnement des poutres cellulaires à température ambiante. La première figurait dans l'Annexe N de l'Eurocode 3. La deuxième a été mise au point suite à une remise en cause du champ d'application de la première.

2.3. Modèles simplifiés de pré-dimensionnement

2.3.1. Modèle de Ward - SCI

Il s'agit d'une méthode de pré-dimensionnement des poutres en acier laminées à chaud, en appui simple, pourvues d'ouvertures distinctes, proposée par *The Steel Construction Institute* (SCI) [LAW 87]. Cette méthode simplifiée est basée sur une analyse plastique des sections, et a été validée par une comparaison avec des résultats expérimentaux. Les essais ayant servi de calibrage ont été effectués sur des poutres mixtes de 10 m de portée à l'Université de Warwick. La méthode suggère également le positionnement et les dimensions des ouvertures.

Cette méthode de pré-dimensionnement a ensuite été étendue aux poutres à ouvertures circulaires régulières – poutres cellulaires – en proposant une méthode pour l'interaction des forces entre des ouvertures consécutives et son effet sur la stabilité du montant d'âme [WAR 90]. Cette méthode étendue est basée sur une analyse élasto-plastique de la section de la poutre à l'Etat Limite Ultime (E.L.U.) et une analyse élastique à l'Etat Limite de Service (E.L.S.).

2.3.1.1. Flambement des montants

La poutre cellulaire étudiée est assimilée à une poutre à ouverture hexagonale en utilisant une hauteur efficace d'ouverture de $0,9a_0$ (Figure 2.2) comme le suggère Redwood [RED 73]. La résistance d'un montant d'âme de poutre en acier ou mixte doit être vérifiée suivant l'Inéquation (2.1) :

$$\frac{M_{\max}}{M_{Rd,el}} \leq \left[C_1 \frac{e}{a_0} - C_2 \left(\frac{e}{a_0} \right)^2 - C_3 \right] \quad (2.1)$$

avec :

- M_{\max} : moment maximal admissible dans le montant ;
- $M_{Rd,el}$: moment résistant élastique de la section critique : $M_{Rd,el} = W_{el} f_y$;
- e : entraxe des ouvertures ;
- a_0 : diamètre des ouvertures ;
- C_1, C_2 et C_3 : constantes adimensionnelles déterminées comme suit :

$$\begin{aligned} C_1 &= 5,097 + 0,1464 \frac{a_0}{t_w} - 0,00174 \left(\frac{a_0}{t_w} \right)^2 \\ C_2 &= 1,441 + 0,0625 \frac{a_0}{t_w} - 0,000683 \left(\frac{a_0}{t_w} \right)^2 \\ C_3 &= 3,645 + 0,0853 \frac{a_0}{t_w} - 0,00108 \left(\frac{a_0}{t_w} \right)^2 \end{aligned} \quad (2.2)$$

où t_w est l'épaisseur de l'âme du montant. Pour les sections mixtes asymétriques, le moment maximal admissible M_{\max} est calculé, de façon sécuritaire, à partir de la plus petite épaisseur d'âme des deux Tés.

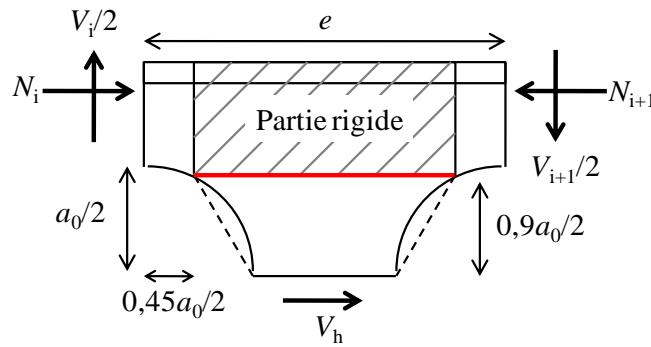


Figure 2.2 : Poutre alvéolaire à ouverture hexagonale correspondante pour le calcul de la flèche

2.3.1.2. Flexion Vierendeel

Comme indiqué en §2.2, au niveau d'un Té, l'effort normal et l'effort tranchant peuvent être calculés en supposant que le moment fléchissant local y est nul (point d'inflexion).

Toutefois, cette hypothèse n'est pas valable pour des Tés inclinés d'un angle φ par rapport à l'axe vertical de l'ouverture, car ils sont soumis à une combinaison de moment fléchissant, d'effort normal et d'effort tranchant. Ces sollicitations combinées peuvent entraîner la le développement d'une rotule plastique dans la section la plus sollicitée.

Les méthodes de vérification de cette résistance proposées par le SCI sont basées sur la localisation de cette section critique ($15^\circ < \varphi < 25^\circ$) en suivant l'approche de Sahmel [SAH 69] ou d'Olander [OLA 53]. Cette position dépend notamment des paramètres cités en §2.1 et de la présence de la dalle en construction mixte (Figure 2.3).

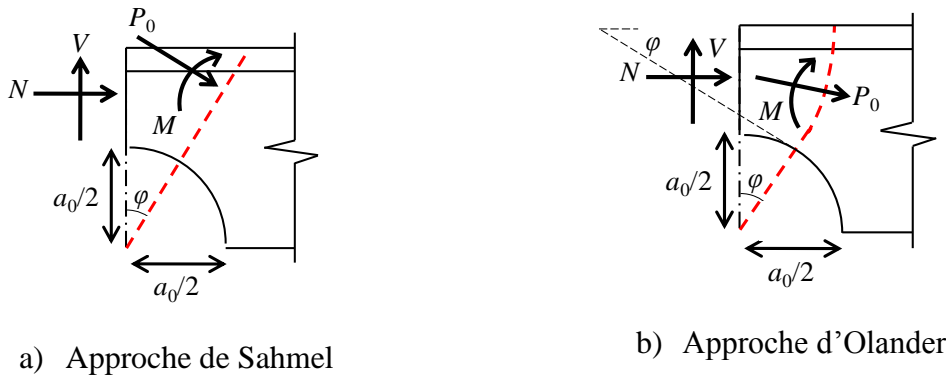


Figure 2.3 : Détermination de la section critique en flexion Vierendeel

La répartition de l'effort tranchant sur la section d'une poutre en acier est proportionnelle au carré de la hauteur de l'âme de chaque Té. La section doit vérifier :

$$\frac{P_0}{P_{Rd}} + \frac{M}{M_{Rd}} \leq 1,0 \quad (2.3)$$

avec :

- P_0 : effort normal sur la section inclinée ;

- P_{Rd} : résistance de la section inclinée à l'effort normal = $\begin{cases} P_{Rd,el} & \text{pour les sections élastiques} \\ P_{Rd,pl} & \text{pour les sections plastiques} \end{cases}$
- M : moment fléchissant appliqué à la section inclinée ;
- $M_{Rd} = \begin{cases} M_{Rd,el} & \text{pour les sections élastiques} \\ M_{Rd,pl} & \text{pour les sections plastiques} \end{cases}$

Pour une section mixte, la méthode admet de façon sécuritaire que le béton n'intervient pas dans la résistance à l'effort tranchant.

Le calcul de la flèche globale à l'E.L.S. nécessite la prise en compte de l'effet de la flexibilité des montants et de leur déformabilité à l'effort tranchant.

Le SCI a validé cette méthode par une étude paramétrique comprenant une analyse non linéaire par éléments finis sur la résistance de poutres en acier seul [LAW 87]. Le dimensionnement des poutres cellulaires mixtes n'a donc pas fait l'objet d'une modélisation par éléments finis.

Les méthodes de calcul et de vérification sont valables pour un domaine d'application limité :

- $1,08 \leq \alpha = e/a_0 \leq 1,50$;
- $1,25 \leq H_v/a_0 \leq 1,75$;
- $\beta = a_0/(t_w \epsilon) < 60$;
- $f_{ay} \leq 355$ MPa.

Pour les poutres cellulaires actuellement disponibles sur le marché, des différences significatives sont observées par rapport aux hypothèses d'applicabilité des deux guides du SCI :

- âmes élancées augmentant les effets du voilement ;
- rapport longueur / hauteur des ouvertures important ;
- ouvertures oblongues obtenues par fusion d'ouvertures circulaires adjacentes ;
- poutres ajourées de grande hauteur utilisées comme éléments de transmission de charge.

2.3.2. Modèle du CTICM

Le Fonds de Recherche pour le Charbon et l'Acier a alors entrepris le projet LWO+ (*Large Web Openings for service integration in composite floors*) visant à mettre à jour les règles de dimensionnement du SCI et de l'Annexe N de l'EN 1993-1-1 [EC3 05a], et à élargir le champ d'application de cette dernière à des poutres mixtes [RFC 06].

La contribution du CTICM (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique) [BIT 06] à ce projet de recherche consistait à étendre le domaine d'application de la méthode du SCI :

- haute nuance d'acier S460 ;
- $1,08 \leq \alpha = e/a_0 \leq 1,75$ pour répondre à des exigences mécaniques et architecturales ;
- sections élancées : $\beta = a_0/(t_w \epsilon) < 90$;
- sections dissymétriques, mixtes et hybrides : $1 \leq A_{fb}/A_{ft} \leq 4,50$ et $1 \leq t_{wb}/t_{wt} \leq 2,8$.

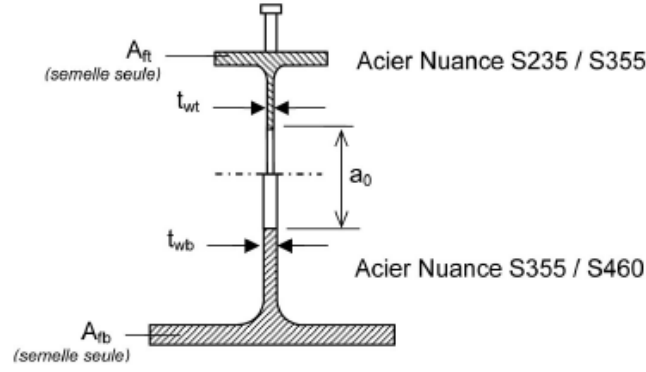


Figure 2.4 : Section dissymétrique [BIT 06]

Pour cela, 2 campagnes expérimentales ont été menées :

- une série de 4 essais de poutres cellulaires en acier isostatiques de 8 m de portée [MAR 02a – MAR 02d] ;
- une série de 7 essais de poutres mixtes isostatiques, dont 2 d'une portée de 12 m, et 5 d'une portée de 8 m [MAR 02e – MAR 03e].

Les résultats expérimentaux ont été confrontés à la méthode de Ward [WAR 90], selon laquelle la position de la section critique dépend du diamètre des ouvertures, mais pas de la largeur du montant, contrairement à ce qui a été observé lors des essais et des simulations. Le CTICM a donc développé un nouveau modèle analytique, applicable aux poutres mixtes dissymétriques à ouvertures circulaires, rectangulaires et oblongues, l'effet Vierendeel étant nettement accentué pour ces deux derniers types.

2.3.2.1. Flambement des montants

Section critique

La section critique d'un montant se définit comme « la section dans laquelle l'effort de cisaillement horizontal V_h dans le montant produit la contrainte de flexion maximale dans le plan de l'âme » [BIT 06]. Sa position est définie par la distance d_w suivant l'Equation (2.4) :

$$d_w = \frac{a_0}{2} \sqrt{\frac{\sqrt{\alpha^4 + 8\alpha^2} - 2 - \alpha^2}{2}} \quad (2.4)$$

le paramètre α étant défini plus haut. D'où :

$$\ell_w = a_0 \left(\alpha - \sqrt{1 - \left(\frac{2d_w}{a_0} \right)^2} \right) \quad (2.5)$$

Un facteur de réserve post-critique est également défini dans ce modèle. Noté κ , il traduit l'intervention possible de la ruine globale de la poutre « après la ruine locale par instabilité des montants par formation de rotules plastiques dans les Tés au droit des ouvertures » [BIT 06]. Son expression est donnée par l'Equation (2.12). Chaque demi-montant doit satisfaire la condition (2.6) :

$$\Gamma_b = \frac{|\sigma_{w,Ed}|}{\kappa \sigma_{w,Rd}} \leq 1 \quad (2.6)$$

Dans ce qui suit :

- les indices t et b renvoient respectivement aux membrures supérieure et inférieure en acier ;
- les indices l et r renvoient respectivement aux parties gauche et droite du montant concerné ;
- l'indice D renvoie à la dalle en béton.

Contrainte principale de compression

La contrainte principale de compression de la section critique due au moment fléchissant local est donnée par l'Equation (2.7) :

$$\sigma_{w,Ed} = \frac{6M_{c,Ed}}{\ell_w^2 t_w \left(1 - (2d_w/a_0)^2\right)} \quad (2.7)$$

où $M_{c,Ed}$ représente le moment fléchissant dans la section critique :

- membrure supérieure : $M_{c,Ed,t} = V_{h,Ed}d_w - M_{h,Ed}$
- membrure inférieure : $M_{c,Ed,b} = V_{h,Ed}d_w + M_{h,Ed}$

Les sollicitations dans un Té au droit d'une ouverture dépendent du moment M_{Ed} et de l'effort tranchant V_{Ed} calculés à gauche et à droite du montant.

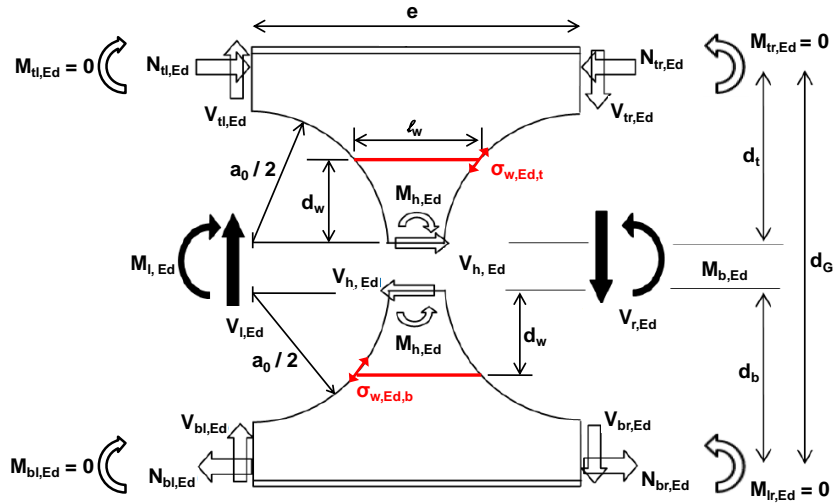


Figure 2.5 : Répartition des efforts dans une poutre cellulaire en acier à température ambiante [BIT 06]

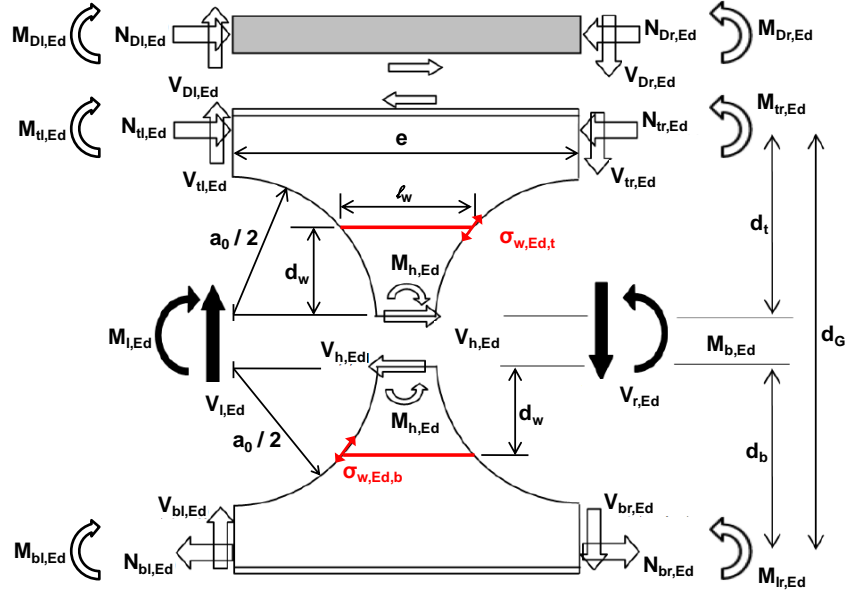


Figure 2.6 : Répartition des efforts dans une poutre cellulaire mixte à température ambiante [BIT 06]

Contrainte principale résistante

La contrainte principale résistante est calculée à partir de l'Equation (2.8) basée sur l'EN 1993-1-1 [EC3 05a] :

$$\sigma_{w,b,Rd} = \frac{\chi \xi f_{yw}}{\gamma_{M1}} \quad (2.8)$$

où :

- le facteur de forme ξ est donné par :

$$\xi = 1,5 + \frac{2 \times 10^{-5}}{(1 - \alpha)^4} \quad (2.9)$$

- le coefficient de réduction pour le mode de flambement hors-plan du montant est donné par l'Equation (2.10), en utilisant la courbe de flambement a de l'EN 1993-1-1 :

$$\chi = \left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right)^{-1} \leq 1 \quad (2.10)$$

$$\phi = 0,5 \left(1 + 0,21(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right)$$

L'élancement réduit $\bar{\lambda}$ du montant considéré est donné par l'Equation (2.11) :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\xi f_{yw}}{\sigma_{w,cr}}} \quad (2.11)$$

où :

- f_{yw} représente la limite d'élasticité de l'âme ;
- $\sigma_{w,cr}$ représente la contrainte principale critique pour l'instabilité du montant.

Réserve de résistance post-critique

Le facteur de réserve de résistance post-critique κ s'exprime par :

$$\kappa = 1 + 0,625(\psi - 0,3) \in]1;1,25[\quad (2.12)$$

Le paramètre adimensionnel ψ caractérise la capacité plastique d'un Té :

- membrure supérieure : $\psi = \frac{M_{t,pl,Rd}}{eV_{t,Ed}}$
- membrure inférieure : $\psi = \frac{M_{b,pl,Rd}}{eV_{b,Ed}}$

où V_t et V_b sont les efforts tranchants dans les Tés supérieur et inférieur au droit des ouvertures. Dans le cas d'une poutre mixte, V_t est repris par le Té supérieur et la dalle. La répartition des efforts tranchants se fait à partir d'une loi empirique approchée, déduite de simulations numériques et de résultats expérimentaux [BIT 06].

2.3.2.2. Flexion Vierendeel

Caractéristiques d'une section inclinée au droit d'une ouverture

La résistance d'une section au droit d'une ouverture est vérifiée en tenant compte de l'effet Vierendeel, pour les membrures supérieure et inférieure. Comme dans la méthode du SCI, la vérification se fait en considérant que la section critique peut être inclinée d'un angle Φ .

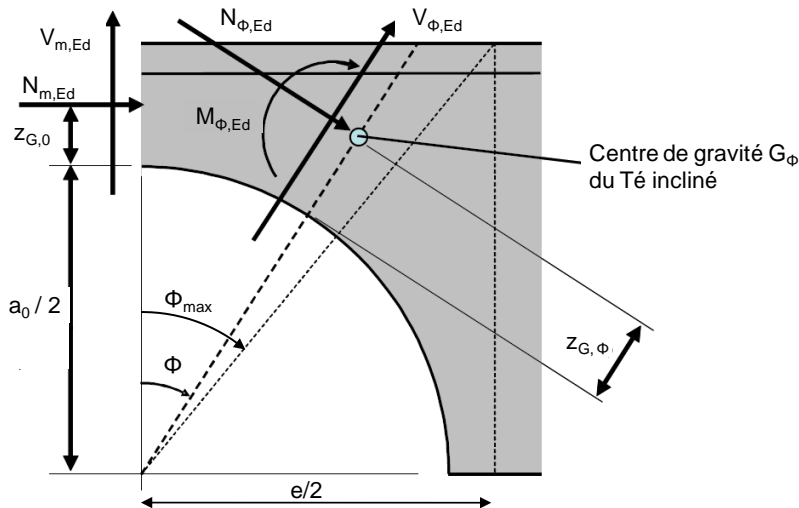


Figure 2.7 : Sollicitations au droit d'une ouverture à température ambiante [VAS 09]

Au droit d'une ouverture, les sollicitations N_{Ed} , V_{Ed} et M_{Ed} sont réparties entre les deux membrures au prorata des aires des sections, de la façon suivante :

- membrure supérieure :

$$\begin{aligned}
 N_{t,m,Ed} &= N_{Ed} \frac{A_{t,0}}{A_{b,0} + A_{t,0}} + \frac{M_{Ed}}{z_{G,t,0} + a_0 + z_{G,t,0}} \\
 V_{t,m,Ed} &= V_{Ed} \frac{A_{t,v,0}}{A_{t,v,0} + A_{b,v,0}}
 \end{aligned}
 \tag{2.13}$$

- membrure inférieure :

$$\begin{aligned}
 N_{b,m,Ed} &= N_{Ed} \frac{A_{b,0}}{A_{b,0} + A_{t,0}} - \frac{M_{Ed}}{z_{G,t,0} + a_0 + z_{G,b,0}} \\
 V_{b,m,Ed} &= V_{Ed} \frac{A_{b,v,0}}{A_{t,v,0} + A_{b,v,0}}
 \end{aligned}
 \tag{2.14}$$

avec :

- A_0 : aire de la section ;
- $A_{v,0}$: aire de cisaillement de la section ;
- $z_{G,0}$: position du centre de gravité de la section.

La résistance de chaque section inclinée d'un angle Φ par rapport à l'axe vertical de l'ouverture est vérifiée pour Φ variant de $-\Phi_{\max}$ à $+\Phi_{\max}$ (Figure 2.7).

Les efforts sollicitants dans la section inclinée sont définis pour chaque membrure par :

$$\begin{aligned}
 N_{\phi,Ed} &= N_{m,Ed} \cos \phi - V_{m,Ed} \sin \phi \\
 V_{\phi,Ed} &= N_{m,Ed} \sin \phi A_{v,\phi} / A_{\phi} + V_{m,Ed} \cos \phi \\
 M_{\phi,Ed} &= N_{m,Ed} (0,5a_0 + z_{G,0} - (0,5a_0 + z_{G,\phi}) \cos \phi) \\
 &\quad + V_{m,Ed} (0,5a_0 + z_{G,\phi}) \sin \phi
 \end{aligned}
 \tag{2.15}$$

Vérification de la résistance d'une section inclinée

La résistance d'une section inclinée dont la classe est déterminée suivant l'EN 1993-1-1 [EC3 05a] pour un angle nul, est vérifiée sous effort normal $N_{\phi,Ed}$ et moment fléchissant $M_{\phi,Ed}$:

- section de classe 1 ou 2 :

$$\begin{aligned}
 N_{c,Rd} &= A_{\phi} f_y / \gamma_{M1} \\
 M_{c,Rd} &= W_{pl,\phi} f_y / \gamma_{M1} \\
 \Gamma_{MN} &= \frac{|N_{\phi,Ed}|}{N_{c,Rd}} + \frac{|M_{\phi,Ed}|}{M_{c,Rd}}
 \end{aligned}
 \tag{2.16}$$

- section de classe 3 :

$$\begin{aligned}
 N_{c,Rd} &= A_{\phi} f_y / \gamma_{M1} \\
 M_{c,Rd} &= \min(W_{el,\phi,b}; W_{el,\phi,t}) f_y / \gamma_{M1} \\
 \Gamma_{MN} &= \frac{\max(|\sigma_b|; |\sigma_t|)}{f_y / \gamma_{M1}} \\
 \sigma_b &= \frac{N_{\phi,Ed}}{A_{\phi}} - \frac{M_{\phi,Ed}}{W_{el,\phi,b}} \\
 \sigma_t &= \frac{N_{\phi,Ed}}{A_{\phi}} + \frac{M_{\phi,Ed}}{W_{el,\phi,t}}
 \end{aligned} \tag{2.17}$$

- section de classe 4 :

$$\begin{aligned}
 N_{c,Rd} &= A_{\phi,eff} f_y / \gamma_{M1} \\
 M_{c,Rd} &= \min(W_{eff,\phi,b}; W_{eff,\phi,t}) f_y / \gamma_{M1} \\
 \Gamma_{MN} &= \frac{\max(|\sigma_b|; |\sigma_t|)}{f_y / \gamma_{M1}} \\
 \sigma_b &= \frac{N_{\phi,Ed}}{A_{\phi,eff}} - \frac{M_{\phi,Ed}}{W_{eff,\phi,b}} \\
 \sigma_t &= \frac{N_{\phi,Ed}}{A_{\phi,eff}} + \frac{M_{\phi,Ed}}{W_{eff,\phi,t}}
 \end{aligned} \tag{2.18}$$

Conformément à l'EN 1993-1-1 [EC3 05a], l'incidence de l'effort tranchant sur la résistance en flexion n'est prise en compte que lorsque l'effort appliqué $V_{\phi,Ed}$ dépasse la moitié de la résistance plastique au cisaillement $V_{pl,Rd}$ définie par :

$$\begin{aligned}
 V_{pl,Rd} &= \frac{1}{\sqrt{3}} A_{v,\phi} f_y / \gamma_{M1} \\
 \Gamma_V &= \frac{|V_{\phi,Ed}|}{V_{pl,Rd}}
 \end{aligned} \tag{2.19}$$

Le cas échéant, le moment résistant $M_{NV,Rd}$ de la section tient compte de la présence de l'effort normal et de l'effort tranchant, en supposant une distribution plastique des contraintes, et en considérant une limite d'élasticité réduite $(1-\rho)f_y$ sur l'aire de cisaillement de chaque Té, limitée à l'âme et aux congés de raccordement :

$$\begin{aligned}
 \text{- membrure supérieure : } \rho_t &= \left(2 \frac{|V_{Ed}|}{V_{pl,t,Rd}} \frac{A_{t,v}}{A_{b,v} + A_{t,v}} - 1 \right)^2 \\
 \text{- membrure inférieure : } \rho_b &= \left(2 \frac{|V_{Ed}|}{V_{pl,b,Rd}} \frac{A_{b,v}}{A_{t,v} + A_{b,v}} - 1 \right)^2
 \end{aligned}$$

En notant respectivement $N_{V,Rd}$ et $M_{V,Rd}$ l'effort normal et le moment résistants réduits en présence d'effort tranchant, les critères d'interaction sont définis comme suit :

- interaction effort normal – cisaillement : $\Gamma_{NV} = \frac{|N_{\phi,Ed}|}{N_{V,Rd}}$
- interaction flexion – cisaillement : $\Gamma_{MV} = \frac{|M_{\phi,Ed}|}{M_{V,Rd}}$
- interaction flexion – effort normal – cisaillement : $\Gamma_{MNV} = \Gamma_{NV} + \Gamma_{MV}$.

Dans le cas où :

$$V_{\phi,Ed} \leq 0,5V_{pl,Rd} \quad (2.20)$$

les critères d'interaction deviennent respectivement :

$$\begin{aligned} \Gamma_{NV} &= \Gamma_N \\ \Gamma_{MV} &= \Gamma_M \\ \Gamma_{MNV} &= \Gamma_{MN} \end{aligned} \quad (2.21)$$

La résistance de la section est vérifiée pour un critère Γ donné si la valeur calculée de ce critère est inférieure ou égale à 1.

Ce modèle analytique a été validé par une comparaison avec les résultats des 11 essais [MAR 02a – 03e] et une centaine de simulations numériques de poutres cellulaires en acier ou mixtes en appui simple à température ambiante avec le logiciel ANSYS [ANS 92]. De cette étude, le rapport de la longueur de l'ouverture sur sa hauteur a été limité à une valeur maximale de 2,5, afin d'éviter des efforts de traction dans les connecteurs [LAW 06].

3. Comportement au feu de poutres à ouvertures d'âme

Les deux modes de ruine observés sur les poutres ajourées à température ambiante sont le voilement des montants d'âme et la flexion locale Vierendeel. Ces modes sont reproduits avec des déformations amplifiées en situation d'incendie. En effet, la dégradation des propriétés mécaniques de l'acier, et du béton en configuration mixte, d'une poutre échauffée peut conduire à une nette augmentation des déformations. Par ailleurs, la géométrie particulière d'une poutre cellulaire implique un échauffement du pourtour des ouvertures plus rapide que le reste de l'âme, la différence étant nettement marquée en début d'incendie. Par conséquent, une instabilité des montants à froid ou une déformation des ouvertures par effet Vierendeel est nécessairement plus marquée à chaud [NAD 07]. Nous présentons des travaux existants sur le comportement à température élevée des poutres à ouvertures d'âme. Les résultats nous serviront pour la compréhension du fonctionnement mécanique des poutres cellulaires en situation d'incendie et pour l'élaboration et la validation du modèle éléments finis.

3.1. Etudes expérimentales

3.1.1. Essais du CTICM

Pour étudier le comportement au feu des poutres cellulaires mixtes en situation d'incendie, 2 essais au feu ont été menés par le CTICM dans le cadre du projet LWO+ [RFC 06]. Les deux poutres mixtes différentes sont testées avec deux conditions de chargement. Les essais sont décrits ci-après :

- un essai sans charge mécanique – en dehors du poids propre de la poutre - pour analyser l'influence des ouvertures et du mode d'application de la protection contre le feu sur la distribution des températures (poutre P2) ;
- un essai avec charge mécanique pour analyser l'influence des ouvertures sur la résistance au feu (poutre P1, Figure 3.2).

Les caractéristiques géométriques des éprouvettes sont données en Tableau 3.1. Les deux poutres isostatiques ont une portée L de 6,84 m, et leur profilé de base sont réalisés à partir d'un acier S355. D'une épaisseur totale de 130 mm, la dalle mixte est constituée d'un bac collaborant à profil rentrant de type Hi-bond 55 de 51 mm de haut disposé perpendiculairement à la poutre. La connexion dalle – poutre est assurée par une file de connecteurs de type Nelson régulièrement espacés.

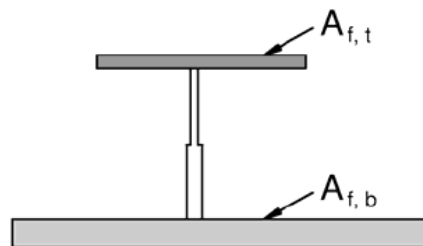


Figure 3.1 : Rapport des sections des Tés de P1 [RFC 06]

Comme le montrent le Tableau 3.1 et la Figure 3.1, la poutre P1 a une section en acier fortement dissymétrique. Les deux ouvertures d'extrémité de P1, ainsi que les 4 ouvertures centrales de P2, sont obturées. Les deux poutres sont protégées par un matériau projeté, sauf au droit de certaines ouvertures de P2 (Figure 3.3, Tableau 3.2).

Poutre		P1	P2
Membrane supérieure	Section	IPE 300	IPE 400
	Hauteur h_{top} (mm)	238,5	277,6
Membrane inférieure	Section	HEB 340	IPE 400
	Hauteur h_{bot} (mm)	246	278
Ouvertures	Nombre n	12	13
	Entraxe e (mm)	570	570
	Diamètre a_0 (mm)	380	380
Dalle	Epaisseur pleine h_c (mm)	79	79
	Hauteur du bac h_p (mm)	51	51
	Largeur b_{eff} (mm)	1 800	1 800
Goujons	Hauteur h_{sc} (mm)	100	100
	Diamètre d (mm)	19	19
	Espacement s (mm)	150	150

Tableau 3.1 : Caractéristiques géométriques des deux poutres testées

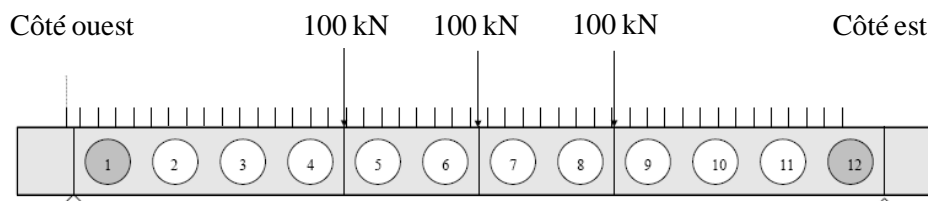


Figure 3.2 : Chargement mécanique de P1 [RFC 06]

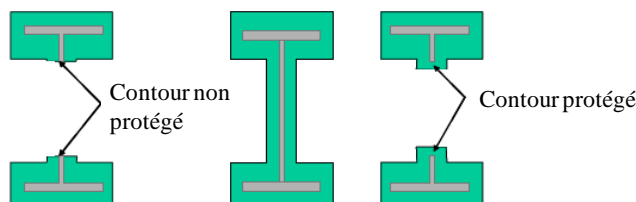


Figure 3.3 : Sections de P2 [RFC 06]

Position	Epaisseur mesurée (mm)		
	Min	Moyenne	Max
Total	10	21	28
Contour d'ouverture	10	18	25

Tableau 3.2 : Epaisseur de la protection de P2



Figure 3.4 : Poutre P1 après l'essai [RFC 06]

Au bout de 2 h d'exposition, les températures maximales mesurées étaient d'environ 900 °C dans l'âme, 650 °C dans la semelle supérieure et 900 °C dans la semelle inférieure. Les résultats de l'essai sur la poutre P2 ont montré que la présence d'ouverture d'âme ne modifiait pas la température de la semelle inférieure, alors que la température de la semelle supérieure pouvait augmenter de 80 °C à plus de 100 °C par rapport à une poutre à âme pleine. D'autre part, un écart de près de 100 °C pouvait être observé entre l'âme d'une section pleine et celle d'une section avec ouverture. Les résultats expérimentaux ont confirmé que le bord intérieur des ouvertures doit être protégé pour éviter une évaluation spécifique du champ de température lors de simulation du comportement d'une poutre cellulaire protégée.

Après une augmentation régulière, la flèche de la poutre P1 est passée de 110 mm à 250 mm au bout de 108 min d'échauffement. A cet instant les températures maximales mesurées étaient respectivement de 663 °C dans l'âme, 590 °C dans la semelle inférieure et 374 °C dans la semelle

supérieure. La ruine de P1 a été causée par le flambement des montants d'extrémité, entre le point de chargement et l'appui.

Les deux essais fournissent des résultats pertinents sur le comportement des poutres cellulaires à température élevée mais le nombre reste insuffisant pour tirer des conclusions fortes. L'approche prescriptive habituelle consiste à appliquer une protection intumescente de 20 % supérieure à celle nécessaire pour la poutre à âme pleine d'origine. Cette pratique, sans fondement mécanique, provient probablement d'essais au feu sur des poutres alvéolaires à ouvertures hexagonales protégées par une épaisse couche de matériau projeté. Elle a fait l'objet de nombreuses critiques [BAI 04b, NAD 07, VAS 07], suite à des essais au feu réalisés par le SCI visant à la justifier. Au cours de ces essais, les montants d'âme se sont échauffés plus rapidement que prévu, ce qui pourrait provoquer une ruine prématurée de la poutre en situation d'incendie.

Quelques publications, reposant sur la compréhension du comportement mécanique au feu des poutres cellulaires, ont ensuite permis de la justifier [NEW 06, BAI 04b, RT1 04].

3.1.2. Essais à l'Université de Manchester

Pour déterminer l'origine de l'échauffement « prématuré » des montants d'âme évoqué ci-dessus, une campagne de 4 essais a été effectuée. Chacun des essais était mené sur deux poutres symétriques en acier, identiques, d'1 m de long, dont l'une comporte des ouvertures circulaires, l'âme de l'autre poutre étant pleine. Sur l'un des 4 couples d'éprouvettes, aucune protection n'est appliquée, tandis que les 3 autres sont protégés par peinture intumescente, à base d'eau ou de solvant. Chaque couple de poutres est chauffé simultanément dans un four, au plafond duquel est fixée la semelle supérieure [BAI 04b] suivant la même courbe d'évolution temporelle de la température.

La comparaison des températures des 2 poutres non-protégées a montré que la poutre à âme pleine était plus chaude que la poutre cellulaire, la différence maximale étant de 44 °C dans l'âme et de 64 °C dans la semelle inférieure. Ceci pourrait être dû au flux de gaz chauds à l'intérieur du four, ce qui n'a pour autant pu être prouvé, d'où les 3 essais de poutres protégées.

Durant ces 3 essais, les montants d'âme de la poutre cellulaire s'échauffaient plus rapidement que l'âme de la poutre à âme pleine. Sur le pourtour des ouvertures, la protection s'est « retirée » au cours de l'échauffement du four (Figure 3.5), ce qui a augmenté la surface d'acier exposée, et donc la température de l'âme de la poutre cellulaire. De plus, la différence de température entre la semelle supérieure et les montants d'une poutre cellulaire semble liée à l'épaisseur et au type de protection.



Figure 3.5 : Retrait de la peinture intumescente [BAI 04b]

3.1.3. Essais à l'Université d'Ulster

Afin d'évaluer expérimentalement la température critique d'un montant d'âme, 4 essais en grandeur réelle ont été réalisés sur des poutres cellulaires mixtes isostatiques de 4,5 m de portée [NAD 07]. Deux géométries ont été étudiées :

- une poutre symétrique, constituée de deux membrures de type UB 406×140×39 S355, testée en flexion 4 points ;
- une poutre dissymétrique, constituée d'une membrure supérieure du même type que la poutre précédente, et d'une membrure inférieure de type UB 457×152×52 S355, testée en flexion 4 points.

La dalle mixte – 1,2 m de large sur une épaisseur de 150 mm - est réalisée à partir d'un béton C35, d'un ferrailage A142 et d'un bac acier à profil rentrant de type Holorib HR 51/150. Une connexion complète est assurée entre la poutre métallique et la dalle par une file de goujons de type Nelson. Chacune des 2 géométries a préalablement été vérifiée à température ambiante, pour déduire de la charge de ruine expérimentale à froid la valeur du chargement mécanique à appliquer à chaud correspondant à un niveau de chargement de 50 %. L'échauffement du four suit une courbe spécifique d'échauffement plus lent que la courbe ISO 834.

A chaud comme à froid, la ruine de la poutre est survenue par flambement des montants. Les courbes d'évolution des coefficients de réduction de l'acier (cf. Chapitre I) montrent une perte de 50 % du module d'Young (et donc de la raideur de la section en acier) et de la résistance à environ 540 °C et 600 °C respectivement, alors que la ruine expérimentale s'est produite à une température de l'acier de 650 °C, pour une température du four de 740 °C. Les auteurs [NAD 07] en ont conclu que la diminution du module d'Young de l'acier plus rapide que la diminution de la résistance est à l'origine de la perte de rigidité de la poutre, et donc d'une ruine par flambement des montants d'âme à température élevée.

Ces essais ont par ailleurs servi de calibrage à des modèles de calcul analytiques et numériques, présentés ci-après.

3.2. Etude analytique de poutres cellulaires sous incendie

3.2.1. Modèle du SCI

La méthode de Ward a été étendue à des situations d'incendie, en supposant un chargement mécanique symétrique, de type linéique ou ponctuel (flexion 3 ou 4 points), et en couvrant le champ d'application suivant [RT1 04] :

- $12 \leq L/H_t \leq 40$;
- sections dissymétriques ;
- $1,4 \leq e/a_0 \leq 1,8$ pour une largeur de montant w donnée ;
- nuances d'acier S275 et S355 ;
- $82\varepsilon \leq d/t_w \leq 100\varepsilon$, avec $\varepsilon = \sqrt{275/f_y}$

Le moment résistant d'une poutre aux Etats Limites Ultime et au Feu peut être limité par la résistance au cisaillement longitudinal et/ou au flambement des montants, cette dernière pouvant aussi limiter l'effort axial généré dans le Té inférieur. En notant :

- $N_{b,\theta}$ la résistance à l'effort normal du Té inférieur à la température θ ;

- $V_{h,i}$ le minimum entre la résistance au cisaillement longitudinal et au flambement du i^e montant ;

la condition de l'Equation (3.1) doit être vérifiée dans la zone de moment maximal :

$$\sum V_{h,i} \geq N_{b,\theta} \quad (3.1)$$

La résistance d'un montant au cisaillement longitudinal s'exprime par :

$$V_{h,shear,\theta} = \frac{0,6 f_{y,\theta} (e - a_0) t_w}{\gamma_m} \quad (3.2)$$

La résistance au flambement d'un montant s'exprime en termes de cisaillement longitudinal par :

$$V_{h,buck,\theta} = \frac{\chi_{fi} f_{y,\theta} (e - a_0) t_w}{\gamma_m} \quad (3.3)$$

avec :

$$\begin{aligned} \chi_{fi} &= \left(\phi_\theta + \sqrt{\phi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2} \right)^{-1} \\ \phi_\theta &= 0,5 \left(1 + \alpha (\bar{\lambda}_\theta - 0,2) + \bar{\lambda}_\theta^2 \right) \\ \bar{\lambda}_\theta &= \sqrt{\frac{f_{y,\theta}}{\sigma_{E,\theta}}} \end{aligned} \quad (3.4)$$

Pour des sections en acier telles que $d/t_w \leq 80\epsilon$, le facteur α est déterminé à partir de la courbe de flambement c de l'EN 1993-1-1, suite à un calibrage par rapport à des résultats expérimentaux. Pour les autres sections, l'absence de résultats expérimentaux conduit de façon sécuritaire à utiliser la courbe d .

La détermination de la contrainte élastique de flambement $\sigma_{E,\theta}$ est basée sur la longueur efficace d'une poutre en porte-à-faux équivalente. La résistance en flexion de la poutre étudiée est calculée à chaque incrément jusqu'à la ruine.

Les études menées par le SCI sur des poutres à ouvertures oblongues semblent montrer que des poutres dimensionnées selon les rapports AD269 ou RT1006 [RT1 04] ne peuvent pas présenter de ruine par flexion Vierendeel.

Par la suite, cette méthode a été modifiée pour le calcul des poutres mixtes à froid et à chaud en assimilant les ouvertures non rectangulaires à des ouvertures rectangulaires équivalentes, isolées ou régulièrement espacées. En notant θ_{f1} la température de la semelle inférieure, déterminée à partir de son facteur de massivité, la température de la semelle supérieure est supposée égale à 70 % de θ_{f1} , et la température de l'âme dans chaque T \acute{e} supérieure de 2 % à celle de la semelle concernée.

Une telle estimation de l'échauffement d'une section métallique ne tient pas compte des dimensions de cette section, et génère un échauffement quasi-identique de l'âme et de la semelle d'un T \acute{e} donné. Ceci peut entraîner une surestimation de la résistance mécanique pour de faibles durées d'exposition, ou pour des âmes beaucoup plus minces que les semelles, en raison d'une sous-estimation des températures de l'âme.

3.2.2. Modèle de Vassart

Le modèle de Vassart [VAS 07, VAS 09] est une extension à température élevée de la méthode simplifiée de §2.3.2. Cette adaptation à des situations d'incendie tient compte de la réduction des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton avec l'augmentation de température, ainsi que des coefficients de pondération des charges selon l'EN 1993-1-2 [EC3 05b] et l'EN 1994-1-2 [EC4 06]. Les sollicitations sont donc définies en fonction de ces coefficients de pondération, comme le montrent les Figure 3.6 et Figure 3.7.

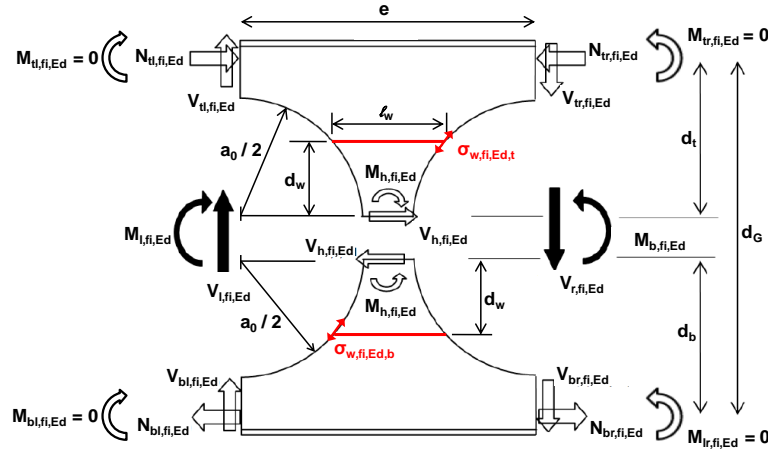


Figure 3.6 : Répartition des efforts dans une poutre cellulaire en acier à température élevée [VAS 09]

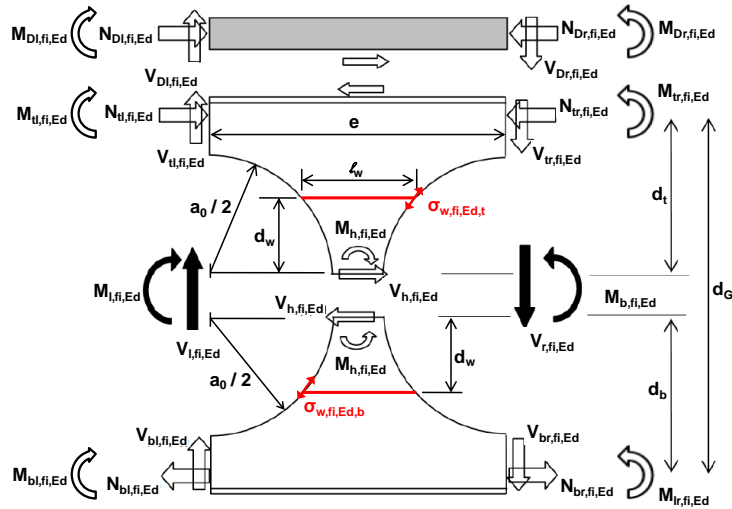


Figure 3.7 : Répartition des efforts dans une poutre cellulaire mixte à température élevée [VAS 09]

3.2.2.1. Flambement des montants

La section critique est la même qu'à température ambiante, et la condition (2.6) doit être vérifiée en remplaçant $\sigma_{w,Ed}$ et $\sigma_{w,Rd}$ par $\sigma_{w,fi,Ed}$ et $\sigma_{w,fi,Rd}$ respectivement. La contrainte principale résistante $\sigma_{w,fi,Rd}$ est calculée à partir du coefficient de réduction χ_{fi} pour le mode de flambement hors-plan du montant donné par :

$$\begin{aligned}
 \chi_{fi} &= \left(\phi_\theta + \sqrt{\phi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2} \right)^{-1} \leq 1 \\
 \phi_\theta &= 0,5 \left(1 + \alpha \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2 \right) \\
 \alpha &= 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \\
 \bar{\lambda}_\theta &= \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = \sqrt{\frac{\xi f_{yw}}{\sigma_{w,fi,cr}}} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}
 \end{aligned} \tag{3.5}$$

Le paramètre adimensionnel ψ caractérisant la capacité plastique d'un Té, et qui intervient dans le calcul du facteur de réserve post-critique (Equation (2.12)), est modifié comme suit :

- membrure supérieure : $\psi = \frac{M_{pl,Rd}}{eV_{t,fi}}$
- membrure inférieure : $\psi = \frac{M_{pl,Rd}}{eV_{b,fi}}$

Pour une section en acier :

$$\begin{aligned}
 V_{t,fi} &= \min(V_{tl,fi,Ed}; V_{tr,fi,Ed}) \\
 V_{b,fi} &= \min(V_{bl,fi,Ed}; V_{br,fi,Ed})
 \end{aligned} \tag{3.6}$$

Pour une section mixte :

$$\begin{aligned}
 V_{t,fi} &= \min(V_{tl,fi,Ed} + V_{Dl,fi,Ed}; V_{tr,fi,Ed} + V_{Dr,fi,Ed}) \\
 V_{b,fi} &= \min(V_{bl,fi,Ed}; V_{br,fi,Ed})
 \end{aligned} \tag{3.7}$$

3.2.2.2. Flexion Vierendeel

Les différents critères d'interaction tiennent compte des coefficients de réduction de la limite d'élasticité de l'acier : le terme f_y des Equations (2.16) à (2.19) est donc remplacé par :

- $k_{y,\theta} f_y$ pour les sections en acier de classe 1, 2 et 3 ;
- $k_{p0,2,\theta} f_y$ pour les sections en acier de classe 4.

Le coefficient γ_{M1} est également remplacé par $\gamma_{M,fi}$.

La vérification de la poutre suivant les différents critères définis en §2.3.2 conduit à une température critique pour chaque section concernée, le facteur de massivité utilisé tenant compte de l'inclinaison éventuelle de la section. En effet, un seul facteur de massivité est déterminé sur toute la section d'intérêt, conduisant à une température uniforme de cette section. Il s'agit d'une hypothèse simplificatrice puisque les différents résultats expérimentaux montrent que le pourtour des ouvertures et les montants d'âme s'échauffent bien plus vite que les semelles.

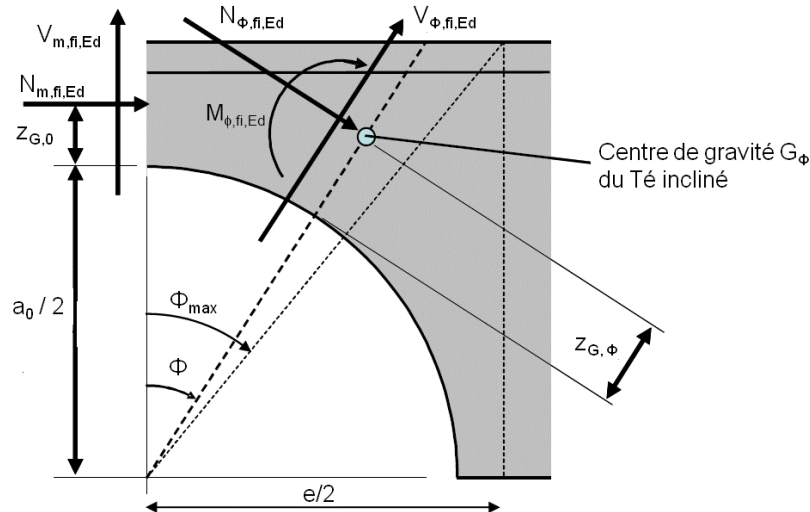


Figure 3.8 : Sollicitations au droit d'une ouverture à température élevée [VAS 09]

3.3. Modèles numériques existants (poutres cellulaires sous incendie)

Les essais d'Ulster ont été simulés en s'appuyant sur la méthode des éléments finis. Deux modèles ont été proposés : l'un est développé sous le code ABAQUS, l'autre sous le code SAFIR. Dans les deux cas, une représentation tridimensionnelle des poutres mixtes a été effectuée. Les lois de comportement de l'acier et du béton sont conformes à celles de l'EN 1994-1-2. Les températures mesurées ont directement été introduites dans les modèles numériques, qui ont pu reproduire le mode de ruine expérimental et la flèche mesurée, aussi bien à chaud qu'à froid, comme nous allons le voir dans ce qui suit.

3.3.1. Modèle de l'Université de Sheffield

Dans le modèle tridimensionnel proposé par Wong *et al.* [WONG 09], développé avec le logiciel ABAQUS [PAW 01], la dalle en béton armé est assimilée à une dalle pleine d'une hauteur correspondant à son épaisseur efficace [EC4 06]. Elle est représentée par des éléments volumiques à 8 nœuds pour améliorer le taux de convergence, en incluant une couche d'armature de section équivalente à la section réelle du ferrailage. La poutre est représentée par des éléments de type coque à 4 nœuds. Aucun glissement n'est considéré à l'interface acier-béton en raison du grand nombre de connecteurs utilisés dans les conditions d'essai, assurant une connexion complète.

Le béton est défini comme un matériau élasto-plastique endommageable, tout en suivant la loi définie dans l'EN 1994-1-2 [EC4 06], en admettant un comportement élastique en traction jusqu'au pic de contrainte. Au-delà de ce pic, les courbes de traction et de compression ont une branche linéaire décroissante. L'acier de la poutre et des armatures suit également les lois de comportement de l'EN 1994-1-2 [EC4 06].

La poutre mixte est représentée sur toute sa longueur. En plus des conditions d'appui, les déplacements latéraux sont bloqués sur les bords de la dalle parallèle au plan de l'âme de la poutre, ainsi qu'au niveau des raidisseurs, qui ne sont pas modélisés. Des éléments de contact assurent la liaison entre la dalle et la poutre. Le chargement mécanique est appliqué sur toute la largeur de la dalle sous forme de charge surfacique équivalente à la charge linéique appliquée lors de l'essai.

L'analyse thermo-mécanique suppose une répartition linéaire des températures sur l'épaisseur de la dalle, en interpolant les températures des faces supérieure et inférieure sur les 4 couches modélisées. Un échauffement uniforme est admis pour chacune des trois parties de la poutre métallique (semelle inférieure, semelle supérieure et âme), sans tenir compte des échanges de chaleur entre l'âme et les semelles. Le modèle développé sous ABAQUS a pu reproduire le comportement mécanique des deux poutres mixtes testées, à température ambiante et élevée, en termes de déplacements et de modes de ruine.

Une méthode simplifiée déduite de celle du SCI (§3.2.1) a en parallèle été proposée. Elle permet de déterminer la température critique en évaluant l'échauffement d'une section perforée en acier selon l'EN 1994-1-2, c'est-à-dire en utilisant les facteurs de massivité de ses différentes parties, entre lesquelles aucun transfert thermique n'est considéré. La comparaison de ce modèle aux résultats des 2 essais a mis en évidence son côté sécuritaire.

3.3.2. Modèle de l'Université de Liège

Ce modèle utilise les températures mesurées pour simuler les essais de Nadjai *et al.* [NAD 07]. Il permet également un calcul de transfert thermique (logiciel SAFIR [FRA 05]) en mode bidimensionnel avec des éléments solides, pour l'acier et le béton, pour une poutre quelconque. Un contact parfait est admis entre l'acier et le béton, ainsi qu'un échauffement uniforme pour chacune des 3 parties de la section en acier – semelles inférieure et supérieure, âme – entre lesquelles aucun transfert de chaleur n'est considéré. Comme dans le modèle précédent, cette hypothèse très simplificatrice génère donc une discontinuité thermique aux deux jonctions âme - semelle, voire à la jonction des membrures dans le cas d'une section dissymétrique, ce qui peut influencer les résultats du calcul mécanique.

Le calcul mécanique à haute température est effectué en mode tridimensionnel avec des éléments de type coque à 4 nœuds pour la poutre métallique et poutre à fibre pour la dalle en béton armé. Les nœuds de la dalle adjacents aux nœuds de la semelle supérieure en acier sont reliés par d'autres éléments de type poutre en cas de connexion partielle, ou confondus en cas de connexion complète.

Les modèles de l'Université de Sheffield et de l'Université de Liège ont été validés par une comparaison avec des résultats expérimentaux. Toutefois, la modélisation de la dalle par des éléments volumiques est assez onéreuse, tandis que des éléments de type poutre ne permettent pas de représenter un plancher développant un effet membrane (cf. Chapitre III). Dans le cadre du projet FICEB (*FIre Resistance of long span CEllular Beams made of hot-rolled profiles*), nous proposons un modèle éléments finis développé avec Cast3M [CEA 11a, CEA 11b]. Ce modèle conserve certains principes du modèle développé sous ANSYS [ANS 92] en référence [BIT 06] pour le calcul des poutres cellulaires en acier et mixtes acier-béton à température ambiante.

4. Développement d'un modèle numérique

Le modèle numérique proposé par [BIT 06], développé sous ANSYS [ANS 92], a été validé par une comparaison aux essais évoqués en §2.3.2. Il a également été utilisé pour vérifier la méthode de dimensionnement à froid décrite dans ce même paragraphe. Essentiellement basé sur les Eurocodes, il propose une modélisation des connecteurs entre la poutre et la dalle par un système de ressorts, d'où un nombre considérable d'éléments. Par ailleurs, peu de modèles de comportement du béton sont disponibles sous ANSYS, et le choix de [BIT 06] s'est porté sur un comportement élasto-plastique à écrouissage positif, d'où une surestimation possible de la résistance d'une poutre mixte.

Ce modèle de comportement du béton entre en contradiction non seulement avec les résultats expérimentaux, mais également avec les modèles des Eurocodes. Par ailleurs, les mécanismes propres au béton tels que la fissuration ou l'écrasement ne peuvent être simulés sous le code ANSYS. Les nombreux modèles de béton disponibles du logiciel Cast3M, plus réalistes, nous amènent à utiliser ce code pour développer un nouveau modèle numérique. Tout en conservant certains principes du modèle « ANSYS », nous allons développer un modèle « allégé » pour la connexion acier – béton des poutres mixtes, en partant du modèle de Zhao [ZHA 94].

Parmi les principes du modèle « ANSYS » conservés, et déjà utilisés dans les autres modèles numériques présentés, figure la représentation de la poutre métallique en éléments de type coque. Or, dans les formulations existantes, le calcul de transfert thermique n'est pas réalisable avec des éléments de coque si l'on veut considérer des échanges radiatifs qui constituent le mode de transfert prédominant à température élevée (cf. Chapitre I). C'est pourquoi le code Cast3M offre la possibilité de projeter les champs de température d'un type de maillage vers un autre. Le calcul de transfert thermique est effectué sur un maillage en éléments volumiques, puis est projeté sur le maillage en poutres ou en coques correspondant.

Le modèle élaboré sous Cast3M a été validé à froid pour des poutres cellulaires, en acier et mixtes. Il peut également simuler le comportement mécanique d'une poutre cellulaire en acier en situation d'incendie, et l'échauffement d'une poutre cellulaire mixte. Des problèmes numériques subsistent tout de même pour l'analyse mécanique des poutres mixtes, à âme pleine ou cellulaires, à température élevée. De ce fait, nous avons choisi de coupler les codes Cast3M et ANSYS en configuration mixte à chaud. Le maillage et le modèle thermique sont en effet définis sous Cast3M, puis les coordonnées des nœuds et les champs de température calculés sont exportés vers ANSYS pour l'analyse mécanique.

4.1. Modèle géométrique

Tout comme dans le modèle ANSYS de base, le maillage de la poutre métallique du modèle Cast3M est réalisé avec des éléments de type coque mince à 4 nœuds COQ4, à cisaillement transverse. Le maillage de la dalle est réalisé avec des COQ4 à 5 couches, pour tenir compte du gradient thermique sur l'épaisseur de la dalle. Dans le cas d'une dalle mixte, la contribution du béton des ondes à la résistance de la dalle est totalement négligée. Par conséquent, seule la partie de béton située au-dessus du bac est représentée - sauf si le bac collaborant est compact, notamment pour les profils rentrants. De plus, la dalle étant sollicitée en compression, le ferrailage n'est pas représenté.

Dans le modèle Cast3M, les goudons sont représentés par des éléments de type poutre de Bernoulli à 2 nœuds (POUT). Chaque connecteur part du plan moyen de la semelle supérieure en acier au plan moyen de la partie pleine de la dalle en béton. Des nœuds doubles sont créés aux deux extrémités, pour y éviter une concentration de contraintes pouvant générer des problèmes numériques : ainsi, bien que les nœuds d'un connecteur appartiennent aux plans moyens de la semelle supérieure et de la dalle, ils ne font pas partie de leur maillage. Quel que soit le nombre réel de files de connecteurs, une seule file est modélisée, ce qui nécessite une modification des propriétés géométriques et mécaniques de façon adéquate (§4.2.3).

4.2. Modèles de comportement des matériaux

4.2.1. Loi de comportement de l'acier

L'acier de la poutre cellulaire est défini comme un matériau élasto-plastique à écrouissage isotrope de type Von Mises (Figure 4.1). Il suit la loi de comportement définie en Chapitre I, jusqu'à une déformation égale à ε_y . Au-delà de cette valeur, nous avons introduit une pente de la courbe contrainte – déformation égale au 1/1 000^e de la pente à l'origine (module d'Young), pour traduire un écrouissage positif. Ainsi, la courbe ne comporte pas de palier (Figure 4.1).

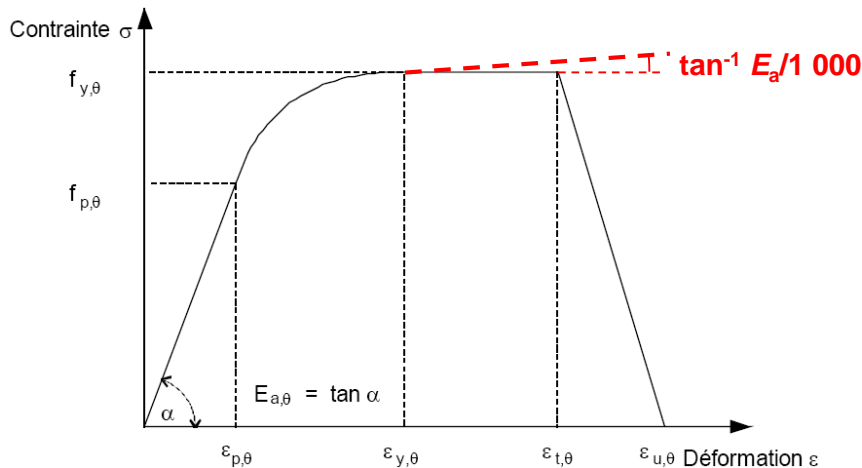


Figure 4.1 : Loi contrainte – déformation de l'acier du modèle Cast3M

Ce modèle tient compte des congés de raccordement en appliquant un module d'Young et une limite d'élasticité proportionnels aux rapports des épaisseurs définies avec ANSYS (Figure 4.2). Les éléments de la semelle supérieure adjacents aux connecteurs ont un comportement élastique, pour éviter une concentration de contraintes susceptible de causer des problèmes numériques.

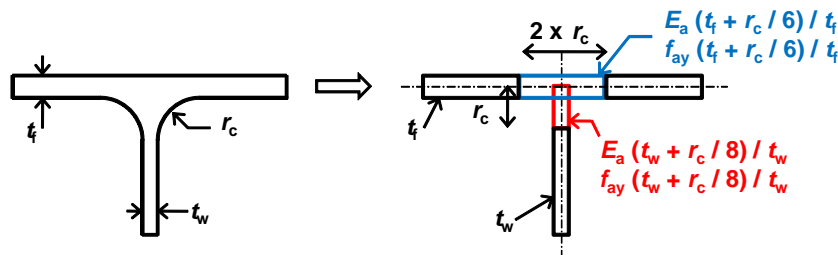


Figure 4.2 : Prise en compte des congés de raccordement dans le modèle Cast3M

4.2.2. Loi de comportement du béton

Le modèle de matériau BETON de Cast3M est utilisé pour représenter le comportement du béton. Ce modèle élasto-plastique combine un critère de Rankine en traction à un critère de Drucker - Prager en compression. Comme dans le modèle ANSYS, nous avons choisi une courbe contrainte – déformation de type bi-linéaire en traction et en compression, mais avec une pente descendante, ce qui permet de tenir compte de l'« endommagement » du béton (Figure 4.3).

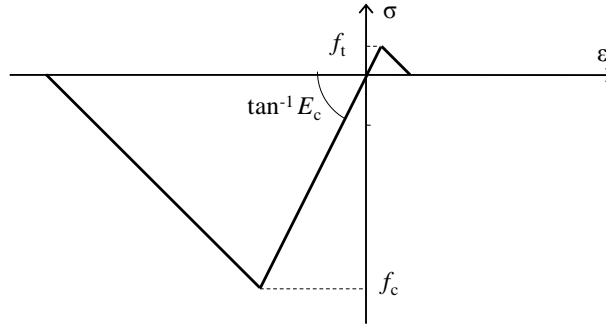


Figure 4.3 : Courbe contrainte – déformation du modèle BETON

Les éléments de la dalle adjacents aux connecteurs ont un comportement élastique dans notre modèle Cast3M, ce qui n'est pas le cas du modèle ANSYS, dans lequel des ressorts sont modélisés aux extrémités des connecteurs.

4.2.3. Loi de comportement des connecteurs

La loi proposée par Zhao [ZHA 94] est utilisée dans le modèle Cast3M en admettant un comportement élasto-plastique à écrouissage isotrope de type Von Mises. Pour cela, chaque goujon est assimilé à une poutre « bi-encastée » à appui dénivelé (Figure 4.4).

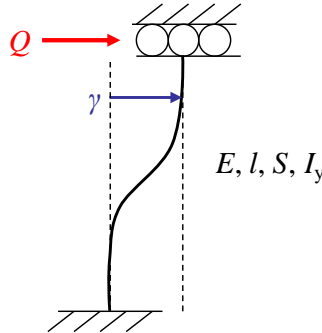


Figure 4.4 : Modélisation des goujons connecteurs

En partant de la loi force-glissement, le goujon est représenté par une poutre en flexion avec un matériau fictif dont les caractéristiques sont déterminées pour obtenir la même réponse que le goujon. Ainsi, en phase élastique et en considérant seulement l'énergie de flexion, le module d'Young E du matériau fictif est obtenu par l'Equation (4.1).

$$\gamma = \frac{l^3}{12EI_y} Q \Rightarrow E = \frac{Q}{\gamma} \frac{l^3}{12I_y} = \frac{kQ_u}{\gamma_0} \frac{l^3}{12I_y} \quad (4.1)$$

Ainsi, pour n_r files de goujons à section circulaire de diamètre d , d'inertie I_y et de résistance Q_u , le module d'Young de chaque connecteur représentant n_r goujons est donné par :

$$E = \frac{k(n_r Q_u)}{\gamma_0} \frac{l^3}{12 \left(\pi \frac{(n_r d)^4}{64} \right)} = \frac{kQ_u}{\gamma_0} \frac{l^3}{12 n_r^3 I_y} \quad (4.2)$$

La section et la résistance ultime modélisées sont égales aux valeurs réelles multipliées par n_r , et l'inertie est déduite de la racine carrée du diamètre réel.

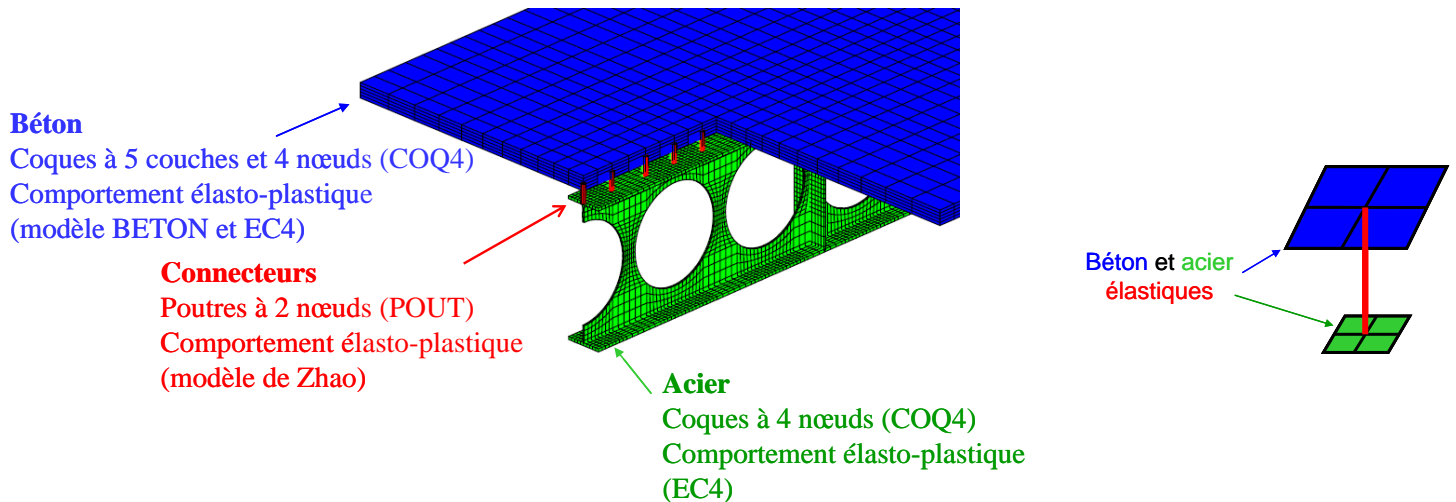


Figure 4.5 : Modèle mixte Cast3M

4.3. Conditions aux limites et chargement mécanique

En général, la symétrie de la géométrie, et des conditions de chargement mécanique et thermique, nous permet de représenter seulement la moitié d'une poutre, qu'elle soit métallique ou mixte. Les conditions aux limites adéquates doivent être appliquées aux nœuds du plan de symétrie, situé à mi-portée :

- blocage des déplacements longitudinaux ;
- blocage des rotations autour des deux axes de la section de mi-portée.

L'appui simple des poutres est modélisé en bloquant les déplacements verticaux de la semelle inférieure en acier à la section correspondante. Par ailleurs, pour éviter un déversement de la poutre, un maintien latéral « continu » est appliqué le long de la jonction âme – semelle (supérieure et inférieure) en bloquant les déplacements latéraux au droit de chaque montant.

Le chargement mécanique tient compte du poids propre qui, dans le modèle Cast3M, est appliqué sous forme de force linéique le long de la jonction de l'âme et de la semelle supérieure en acier, que la poutre soit mixte ou non. Les charges ponctuelles éventuelles sont également appliquées sous forme de charges linéiques, sur la largeur de la semelle supérieure en acier (Figure 4.8).

En vue de mener des calculs en non linéarité matérielle et géométrique (grands déplacements), un calcul de mode de flambement de la poutre est effectué. Le premier mode pour lequel l'âme présente une déformée à 2 rayons de courbure est retenu pour introduire une imperfection initiale (Figure 4.6).

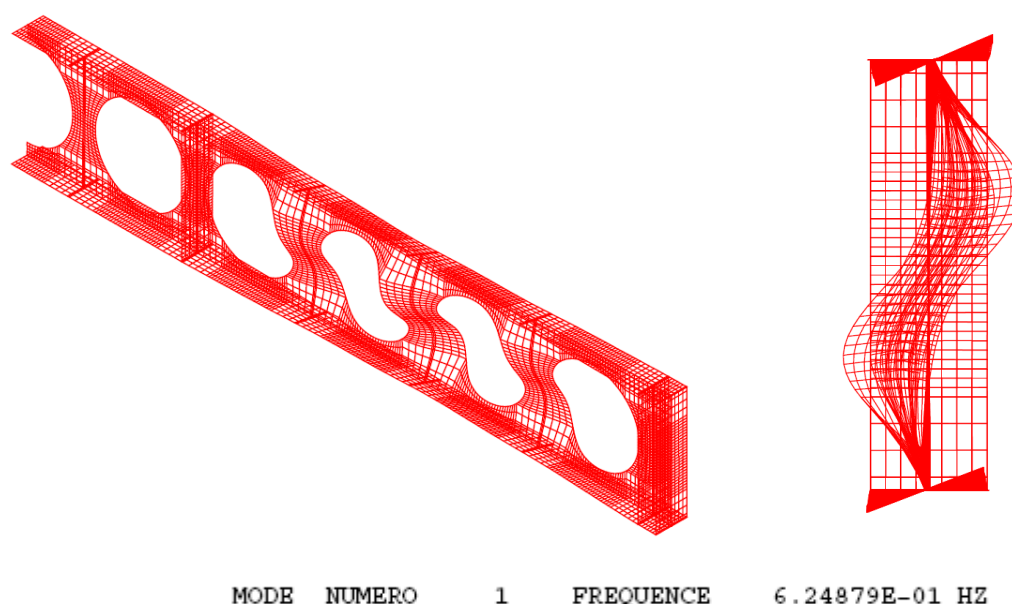


Figure 4.6 : Déformée du 1^{er} mode de flambement de la poutre 1a obtenue avec Cast3M

4.4. Validation du modèle numérique à froid

La vérification du modèle éléments finis repose sur les résultats d'essais évoqués en §2.3.2, réalisés sur des poutres cellulaires en acier seul ou mixtes.

4.4.1. Poutres cellulaires en acier seul

Il s'agit de 3 poutres cellulaires en appui simple, dont les caractéristiques sont regroupées dans le Tableau 4.1. La valeur mesurée de la limite d'élasticité de l'acier est notée f_y . Les indices f et w font respectivement référence à la semelle et à l'âme de la membrure concernée.

Les 3 poutres isostatiques sont soumises à une flexion 4 points où le chargement est introduit par un seul vérin hydraulique. Des raidisseurs verticaux d'âme sont disposés aux points de chargement et aux appuis, pour éviter les ruines locales (Figure 4.7).

Les essais ont été menés jusqu'à la ruine causée par :

- le flambement des 3 derniers montants à une seule extrémité de la poutre 1a ;
- le flambement des 3 derniers montants aux deux extrémités de la poutre 2a ;
- le flambement des 3 derniers montants à une extrémité de la poutre 3a : à l'autre extrémité, une amorce de flambement a également été observée, sans aller jusqu'à la ruine des montants.

Les 3 essais ont été simulés avec ANSYS dans le cadre des travaux de [BIT 06], puis avec Cast3M dans le cadre du projet FICEB [VAS 11] (Figure 4.8), en utilisant les propriétés mécaniques mesurées. Une comparaison des résultats en termes de charge de ruine et de flèche à mi-portée est donnée en Figure 4.10. Dans les 3 cas, une ruine par flambement des 3 montants d'extrémité a été constatée (Figure 4.9).

		Essai 1a	Essai 2a	Essai 3a
Membrure supérieure	Section	IPE A 450	IPE 500	IPE A 450
	Hauteur h_{top} (mm)	355	406,5	363,5
	Nuance d'acier	S355	S460	S235
	$f_{y,f}$ (MPa)	368	525	369
	$f_{y,w}$ (MPa)	417	416	426
Membrure inférieure	Section	IPE A 450	IPE 500	HEA 500
	Hauteur h_{bot} (mm)	355	406,5	385
	Nuance d'acier	S355	S460	S460
	$f_{y,f}$ (MPa)	366	565	572
	$f_{y,w}$ (MPa)	417	416	579
Ouvertures	Diamètre a_0 (mm)	560	645	580
	Entraxe e (mm)	700	705	646
	Nombre n	11	11	12
Limite élastique des raidisseurs (MPa)		355	355	355
Portée L (m)		7,850	7,850	7,850
Longueur totale L_t (m)		8,400	8,460	8,400
Distance appui – point de chargement (m)		2,875	2,867	2,633

Tableau 4.1 : Caractéristiques des poutres cellulaires en acier testées à froid

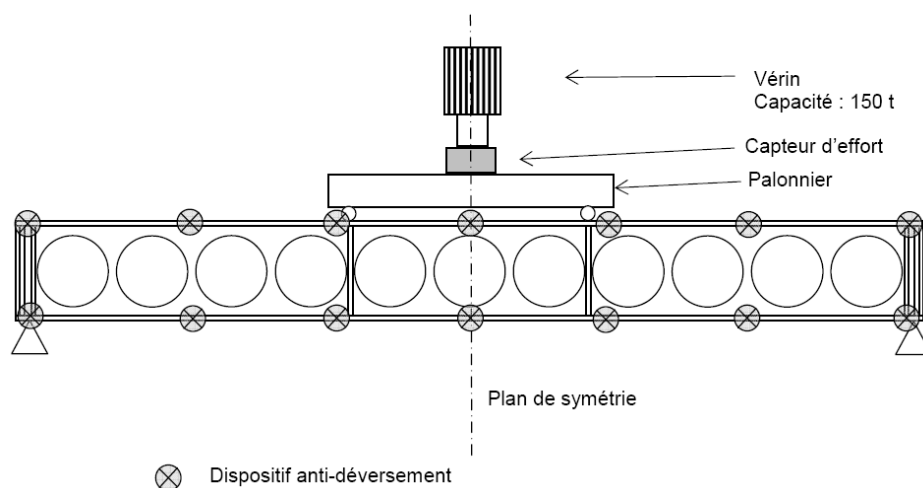


Figure 4.7 : Dispositif expérimental [MAR 02a]

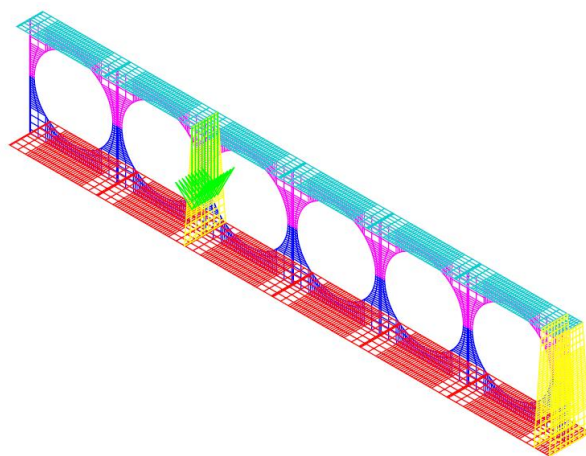


Figure 4.8 : Chargement de la poutre 3a (modèle sous Cast3M)

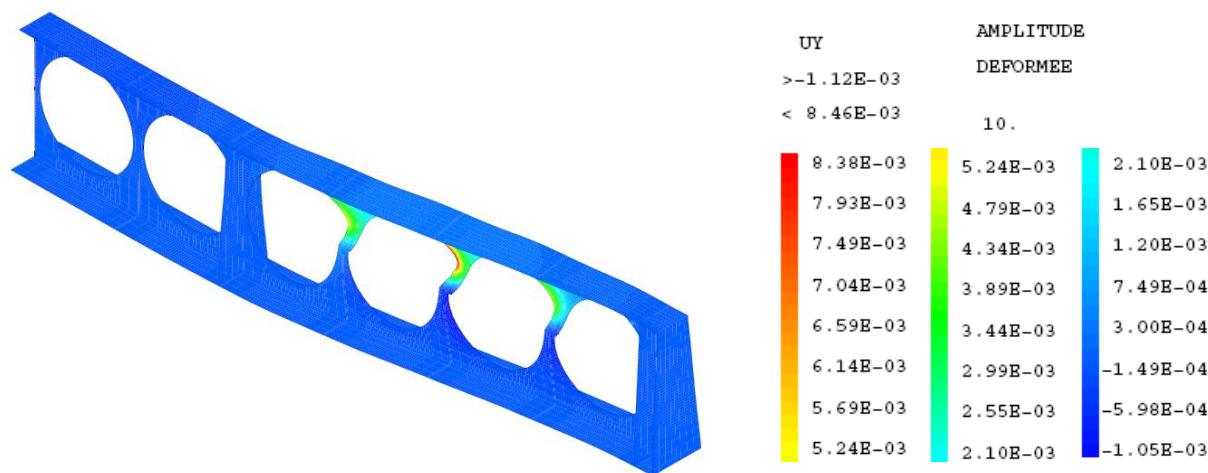


Figure 4.9 : Déplacements latéraux (en m) de la poutre 3a à la fin du calcul Cast3M

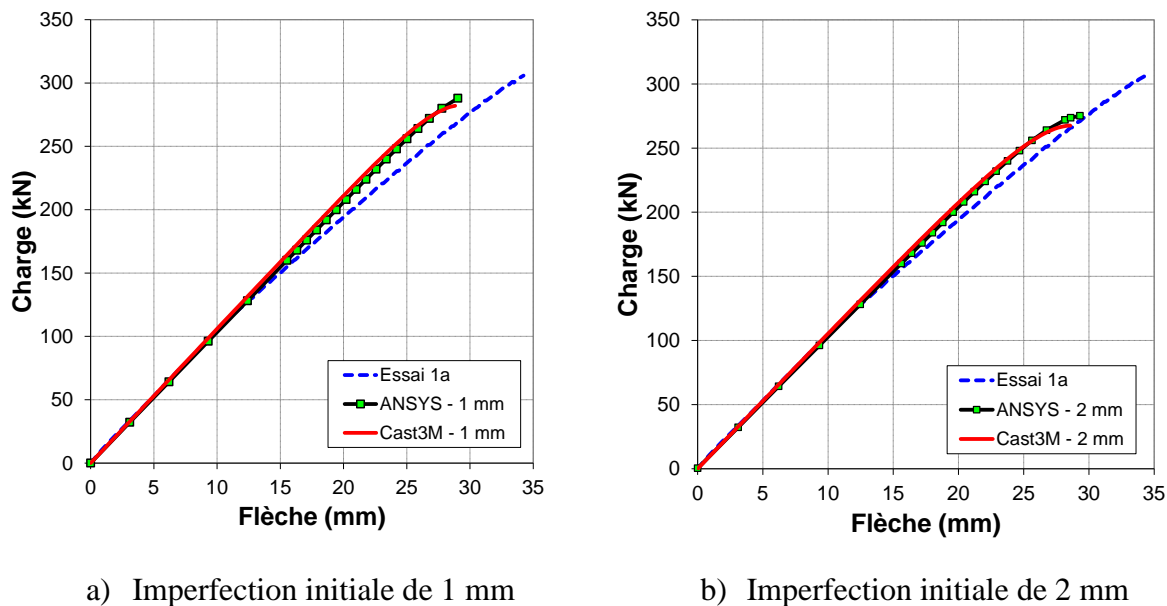


Figure 4.10 : Courbe charge – flèche à mi-portée de la poutre 1a

En nous basant sur la Figure 4.10 et le Tableau 4.2, nous constatons que les courbes charge - flèche expérimentales et numériques (MEF) sont assez proches en phase élastique. Par ailleurs, à l'exception de l'essai 1a, la charge au dernier pas de temps convergé est légèrement supérieure à la valeur maximale de charge lors de l'essai. On note également que la diminution de pente de la courbe expérimentale charge – flèche est antérieure à celle de la simulation numérique. De plus, la non-convergence se produit pour une imperfection initiale de 2 mm à une charge plus faible que pour une imperfection d'1 mm.

Par ailleurs, les résultats obtenus avec ANSYS et Cast3M sont très proches. Le modèle ANSYS ayant été validé par plusieurs essais, nous pouvons considérer que le modèle Cast3M de poutres cellulaires en acier à froid fournit des résultats acceptables.

		1a		2a		3a	
	Imperfection	1 mm	2 mm	1 mm	2 mm	1 mm	2 mm
Pente initiale K	Essai	10,5		11,1		12,3	

de la courbe charge - flèche (kN/mm)	ANSYS	10,3	10,2	11,5	11,5	12,0	12,2
	$\Delta K_{ANSYS} (\%)$	-3	-3	3	3	-2	-1
	Cast3M	10,6	10,5	11,0	10,9	11,9	12,3
	$\Delta K_{Cast3M} (\%)$	< 1	< 1	-1	-2	-3	< 1
Flèche ultime w (mm)	Essai	34	34	37	36	33	33
	ANSYS	29	29	42	36	29	27
	$\Delta w_{ANSYS} (\%)$	-15	-14	15	-2	-10	-18
	Cast3M	29	29	72	47	40	34
	$\Delta w_{Cast3M} (\%)$	-16	-17	96	28	19	2
Charge ultime Q_u (kN)	Essai	306	306	243	243	246	246
	ANSYS	288	275	239	229	276	265
	$\Delta Q_{ANSYS} (\%)$	-6	-10	-2	-6	11	8
	Cast3M	282	268	237	224	273	262
	$\Delta Q_{Cast3M} (\%)$	-8	-13	-2	-8	11	7

Tableau 4.2 : Résultats comparatifs des 3 poutres cellulaires en acier testées à froid

4.4.2. Poutres mixtes

Une fois le modèle validé pour des poutres métalliques, intéressons-nous à des cas de poutres mixtes à température ambiante. Pour cela, le modèle est validé au préalable sur des poutres mixtes « traditionnelles », sans ouverture d'âme et sans bac collaborant, en considérant les poutres testées dans le cadre de la thèse de Kamal [KAM 86].

Il s'agit de 3 poutres isostatiques PI2, PI3 et PI4, d'une portée L de 5 m. Chaque poutre est constituée d'un IPE 400 connecté à une dalle en béton armé, d'une largeur b de 800 mm et d'une épaisseur h_c de 100 mm, par 2 files de goujons régulièrement espacés, de type Nelson (hauteur 80 mm, diamètre 19 mm). Le ferrailage est constitué de deux nappes de 5 barres longitudinales $\Phi 10$, et de cadres transversaux $\Phi 8$ tous les 200 mm. Les caractéristiques mécaniques des matériaux des poutres mixtes testées sont rappelées en Tableau 4.3. Il faut noter que le ferrailage n'est pas modélisé (cf. §4.1). Ces caractéristiques sont décrites ci-après :

- $f_{cm, 28 j}$ et $f_{cm, essai}$ représentent respectivement la résistance moyenne en compression du béton à 28 j et dans les conditions d'essai ;
- $f_{ck, 28 j}$ représente la résistance caractéristique en compression du béton à 28 j ;
- $f_{tm, essai}$ représente la résistance moyenne en traction du béton dans les conditions d'essai ;
- ε_{cl} et ε_{cu1} représentent respectivement la déformation au pic et à rupture en compression ;
- E_c représente le module d'élasticité du béton ;
- f_{ay} et f_{au} représentent respectivement la limite d'élasticité et la limite ultime de l'acier de la poutre, les indices f et w renvoyant respectivement aux semelles et à l'âme ;
- f_{sy} et E_s représentent respectivement la limite et le module d'élasticité de l'acier d'armature ;
- s et s_t représentent les espacements longitudinal et transversal des goujons [EC4 05].

L'espacement s des connecteurs indique différents degrés de connexion : PI2 a le degré de connexion le plus élevé, tandis que PI4 a le degré de connexion le plus faible. Les 3 poutres sont sollicitées en flexion 3 points à l'aide d'un vérin hydraulique disposé à mi-portée.

Nous avons réalisé les 3 calculs avec 2 types d'éléments pour modéliser la dalle : soit des éléments solides à 8 nœuds (CUB8), soit des éléments de coque à 4 nœuds (COQ4 multicouches). Bien que tous les résultats soient présentés, nous avons finalement arrêté notre choix sur des éléments de type coque, en raison du caractère onéreux d'un calcul avec des éléments solides. Nous avons également

effectué chaque calcul où la dalle est représentée par des COQ4 avec 1 et 2 files de connecteurs, suivant le principe d'équivalence de §4.2. De plus, nous avons inclus dans la comparaison les résultats des calculs effectués avec le logiciel SISMEF, développé au CTICM par Zhao [ZHA 94].

La comparaison des résultats d'essais et des calculs montre une assez bonne estimation de la rigidité initiale et de la charge de ruine (Tableau 4.3, Figure 4.13). Nous constatons dans les 3 cas que, bien que les charges et flèches ultimes calculées avec une ou deux files de connecteurs soient similaires, la représentation d'une seule file de connecteurs permet d'obtenir une valeur de pente initiale K plus proche des valeurs expérimentales. D'où notre choix de ne modéliser qu'une seule file de connecteurs pour les calculs ultérieurs, quel que soit le nombre réel de files, conformément à §4.2.

	Poutre	PI2	PI3	PI4
Béton	$f_{cm, 28 j}$ (MPa)	34	35,3	35,3
	$f_{cm, essai}$ (MPa)	32	31,8	46,5
	$f_{ck, 28 j}$ (MPa)	32	31,8	31,8
	$f_{ck, essai}$ (MPa)	25	36,3	43,3
	$f_{tm, essai}$ (MPa)	2,52	3,06	3,39
	ε_{cl}	$2,5 \times 10^{-3}$	$2,9 \times 10^{-3}$	$3,8 \times 10^{-3}$
	ε_{cu1}	4×10^{-3}	4×10^{-3}	5×10^{-3}
	E_c (MPa)	25 600	28 000	24 700
Acier	$f_{ay, f}$ (MPa)	238	283	285
	$f_{au, f}$ (MPa)	388	426	426
	$f_{ay, w}$ (MPa)	245	281	264
	$f_{au, w}$ (MPa)	384	422	406
	E_a (MPa)	210 000		
Armature	f_{sy} (MPa)	350	370	370
	E_s (MPa)	210 000		
Connexion	Nombre de goudons par file	18	13	9
	s (mm)	305	410	650
	s_t (mm)	100		

Tableau 4.3 : Données expérimentales

Nous définissons les valeurs ultimes par les dernières valeurs mesurées lors de l'essai, ou les valeurs calculées au dernier pas de temps convergé. On note alors que les valeurs expérimentales de charge et de flèche ultime sont toujours supérieures aux valeurs obtenues en fin de calcul, quel que soit le logiciel ou le modèle utilisé. La charge ultime obtenue expérimentalement est légèrement supérieure à la charge ultime calculée, alors que la flèche ultime mesurée est deux fois supérieure à la flèche ultime calculée. Cette différence peut s'expliquer par une augmentation de la pente de la courbe expérimentale après la plastification. Ceci traduit un écrouissage de l'acier de l'éprouvette qui n'est pas introduit dans les calculs (Figure 4.1). On note alors que la charge de ruine calculée est comprise entre la charge expérimentale à l'écrouissage – augmentation de la pente de la courbe - et la charge de ruine expérimentale.

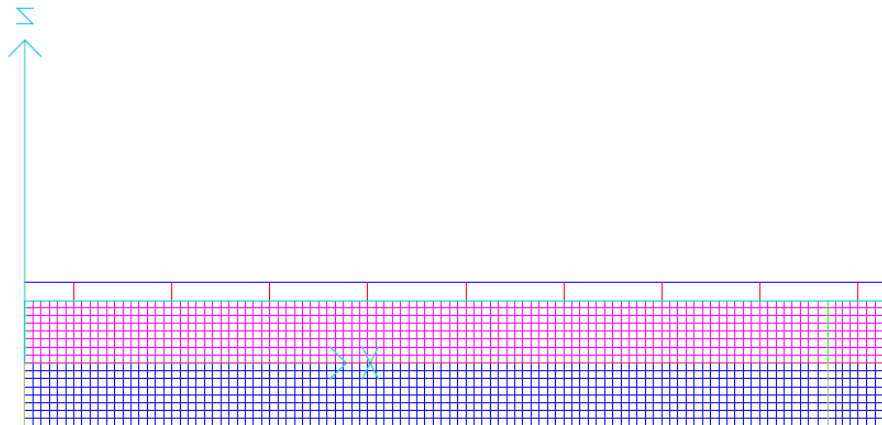


Figure 4.11 : Maillage de PI2 (dalle en COQ4)

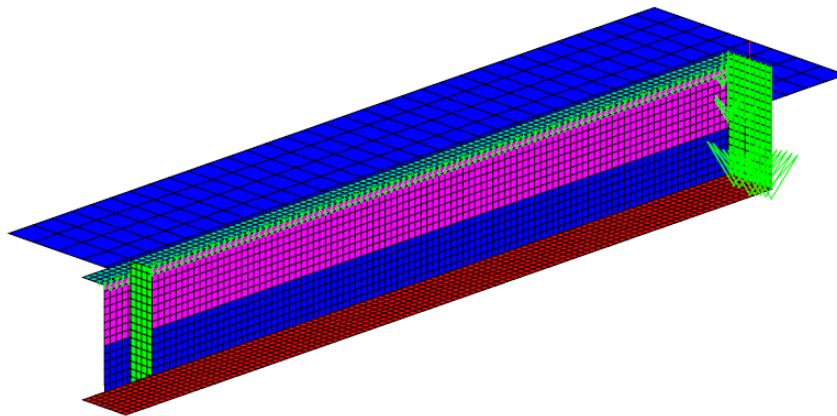


Figure 4.12 : Application du chargement mécanique sur PI4 (dalle en COQ4)

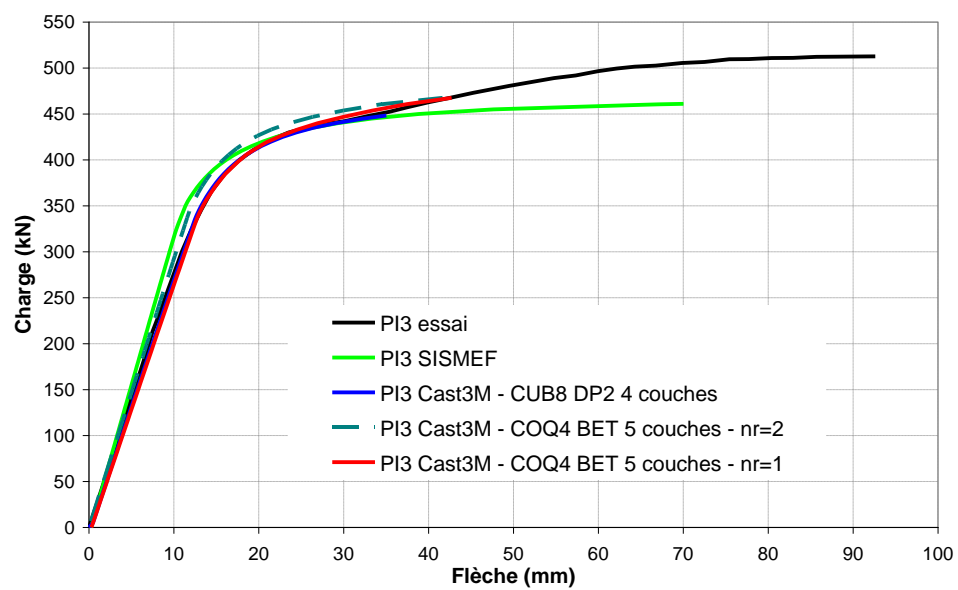


Figure 4.13 : Courbe charge – flèche à mi-portée de PI3

		PI2	PI3	PI4
Pente initiale K de la courbe charge - flèche (kN/mm)	Essai	31	28	27
	SISMEF	33	33	30
	$\Delta K_{\text{SISMEF}} (\%)$	8	16	10
	Cast3M CUB8	30	28	27
	$\Delta K_{\text{Cast3M,CUB8}} (\%)$	-2	0	0
	Cast3M COQ4	29	27	27
	$\Delta K_{\text{Cast3M,COQ4}} (\%)$	-5	$-1 < \Delta < 0$	1
Charge ultime Q_u (kN)	Essai	523	513	436
	SISMEF	444	461	390
	$\Delta Q_{\text{SISMEF}} (\%)$	-15	-10	-10
	Cast3M CUB8	480	448	400
	$\Delta Q_{\text{Cast3M,CUB8}} (\%)$	-8	-13	-8
	Cast3M COQ4	475	468	403
	$\Delta Q_{\text{Cast3M,COQ4}} (\%)$	-9	-9	-8
Flèche à la ruine w (mm)	Essai	86	93	93,1
	SISMEF	41	70	62,2
	$\Delta w_{\text{SISMEF}} (\%)$	-53	-24	-33
	Cast3M CUB8	44	35	37,9
	$\Delta w_{\text{Cast3M,CUB8}} (\%)$	-49	-177	-59
	Cast3M COQ4	37	43	34,6
	$\Delta w_{\text{Cast3MCOQ4}} (\%)$	-57	-92	-63

Tableau 4.4 : Résultats comparatifs de l'étude des 3 poutres mixtes « traditionnelles » testées à froid

Ce modèle mixte étant validé à température ambiante, considérons maintenant les essais menés par le CTICM ayant servi à valider la méthode analytique de §2.3.2.

Il s'agit de 2 campagnes d'essais de poutres cellulaires mixtes isostatiques parmi lesquelles :

- 2 poutres notées P4m et P5m, d'une portée $L = 12$ m, comprenant une dalle d'une épaisseur totale $h = 140$ mm et d'une largeur $b = 3$ m ;
- 5 poutres notées de P1 à P5 d'une portée $L = 7,866$ m, comprenant une dalle d'une épaisseur totale $h = 130$ mm et d'une largeur $b = 1,5$ m.

Dans les 7 poutres, le bac collaborant de la dalle mixte, perpendiculaire à la poutre en acier, est de type Cofraplus 60, soit une longueur d'onde de 207 mm, et une hauteur de nervures h_p de 58 mm. Le ferrailage est constitué d'un treillis P385R S500. Les (autres) caractéristiques géométriques et mécaniques sont données en Tableau 4.5 et Tableau 4.6 respectivement, avec :

- h_{sc} : hauteur nominale hors-tout d'un goujon ;
- d : diamètre de la tige d'un goujon ;
- n_r : nombre de files de goujons ;
- f_{tk} : résistance caractéristique en traction du béton.

La résistance nominale ultime à la traction de l'acier des goujons est de $f_u = 450$ MPa, ce qui nous permet de déterminer leur résistance de calcul $Q_u = P_{Rd}$, en considérant une plaque nervurée perpendiculaire au profilé.

Poutre		P4m	P5m	P1	P2	P3	P4	P5
Membrure supérieure	Section	IPE500	IPEA450	IPE300	IPE300	HEA260	IPE300	HEA320
	h_{top} (mm)	382	340	242	229	185	191	234
Membrure inférieure	Section	IPE500	HEA500	HEA340	HEA400	HEM400	HEB400	HEM400
	h_{bot} (mm)	382	362	257	274	276	242	295
Ouvertures	a_0 (mm)	550	500	375	345	280	300	330
	e (mm)	625	625	425	475	420	530	413
	n	19	19	18	16	18	14	18
Goujons	h_{sc} (mm)	125	125	125	125	100	125	100
	d (mm)	19	19	22	22	19	22	19
	s (mm)	207	207	207	207	207	207	207
	n_r	2	2	1	1	2	1	2
	s_t (mm)	100	100			120		120

Tableau 4.5 : Caractéristiques géométriques des poutres cellulaires mixtes testées à froid

Poutre		P4m	P5m	P1	P2	P3	P4	P5
Membrure supérieure	$f_{ay,f}$ (MPa)	525	338	309,5	298	375	281	292
	$f_{ay,w}$ (MPa)	413	378	321	312	360	298	335
Membrure inférieure	$f_{ay,f}$ (MPa)	525	498	296,5	307	257	263	243
	$f_{ay,w}$ (MPa)	413	378	332	357	299	302	281
Dalle	f_{ck} (MPa)	46	26,9	24,4	28,4	29,1	24,8	29,1
	f_{tk} (MPa)	3,36	4	-	-	-	-	-
	E_c (GPa)	38,3	33,6	32,9	34	34,2	32,9	34,2
Goujons	Q_u (kN)	98	95,6	75,4	82,1	82,3	76,2	77,9

Tableau 4.6 : Caractéristiques mécaniques des poutres cellulaires mixtes testées à froid

Les éprouvettes sont soumises à un chargement mécanique symétrique appliqué par des vérins hydrauliques (Figure 4.14) :

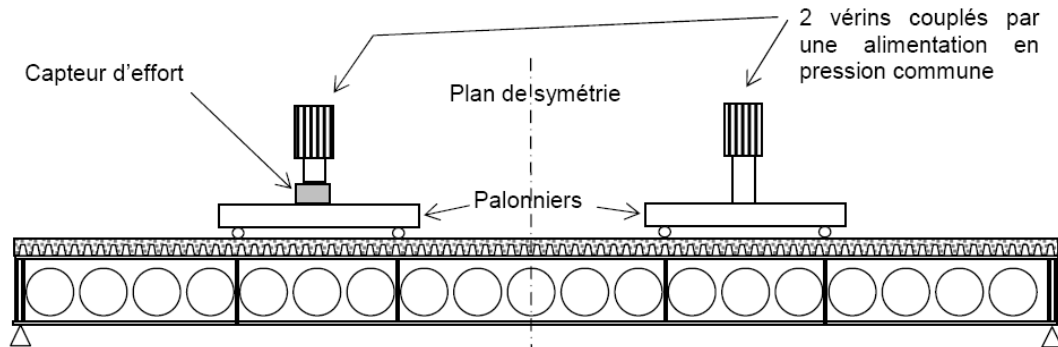
- en 4 points sur les éprouvettes P4m et P5m ;
- à mi-portée sur les éprouvettes P1 à P5 pour obtenir une flexion 3 points.

Comme avec les poutres en acier, des raidisseurs verticaux d'âme sont disposés aux points de chargement et aux appuis, pour éviter les ruines locales.

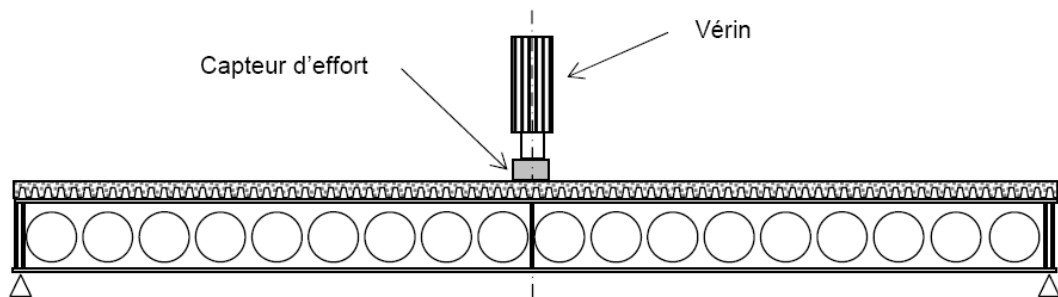
Les essais ont été menés jusqu'à la ruine causée par :

- le flambement des 3 derniers montants aux deux extrémités des poutres P4m et P5m, combiné à une fissuration de la dalle ;
- le flambement des 7 derniers montants à une extrémité de la poutre P1, combiné à une flexion Vierendeel ;

- l'écrasement de la dalle à mi-portée, consécutif au voilement local de la membrure supérieure en acier des poutres P2 à P5. La largeur relativement importante des montants de ces poutres a en effet empêché toute ruine par instabilité hors plan de l'âme.



a) Poutres 4m et 5m [MAR 02e]



b) Poutre 1 à 5 [MAR 03a]

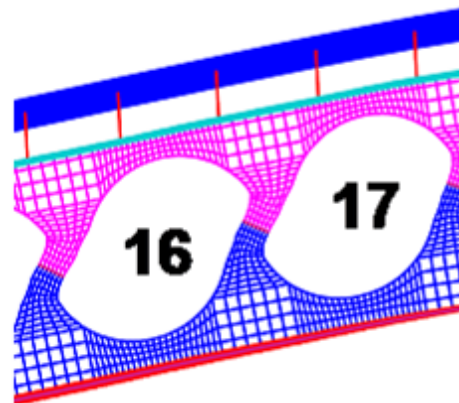
Figure 4.14 : Description du dispositif d'essai

Les 7 essais ont été simulés avec ANSYS et Cast3M, en fixant l'amplitude de l'imperfection initiale à 2 mm, et en utilisant les propriétés mécaniques mesurées. Une comparaison des déformées finales, ainsi que des résultats en termes de charge de ruine et de flèche à mi-portée, est donnée en Figure 4.15 à Figure 4.17 et Tableau 4.7.

Le modèle permet de reproduire le comportement global de l'éprouvette testée. La rigidité flexionnelle initiale de la poutre calculée avec ANSYS et Cast3M est en effet très proche de la rigidité mesurée, et les charges et modes de ruine sont également similaires. Nous pouvons maintenant vérifier la pertinence du modèle à température élevée.



a) Essai [MAR 03a]

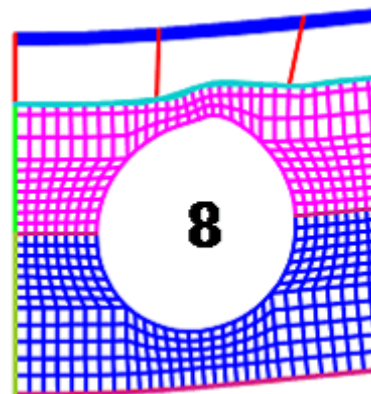


b) Calcul Cast3M ($\times 10$)

Figure 4.15 : Ouvertures 16 et 17 à la fin de l'essai de P1



a) Essai [MAR 03d]



b) Calcul Cast3M ($\times 5$)

Figure 4.16 : Rotule plastique dans la membrure supérieure de P4, au droit de l'ouverture n°8

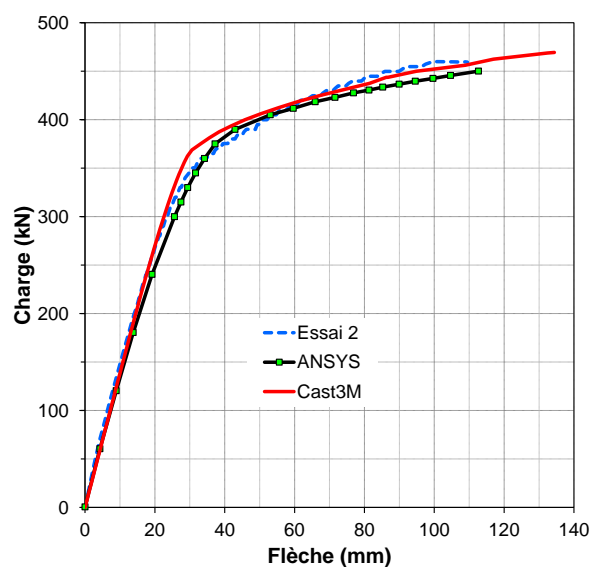


Figure 4.17 : Courbe effort d'un vérin – flèche à mi-portée de P2

		P4m	P5m	P1	P2	P3	P4	P5
Pente initiale K de la courbe charge – flèche (kN/mm)	Essai	6,5	8,3	8,2	14,4	18,6	15,4	22,2
	ANSYS	6,5	8,4	8,3	14,0	19,7	14,2	22,7
	ΔK_{ANSYS} (%)	-1	1	1	-3	6	-8	2
	Cast3M	6,1	8,3	8,2	13,9	19,5	13,1	22,7
	ΔK_{Cast3M} (%)	-7	0	0	-4	5	-15	2
Flèche ultime w (mm)	Essai	66	47	84	109	55	77	112
	ANSYS	46	50	96	113	42	84	267
	Δw_{ANSYS} (%)	-31	7	15	3	-24	8	> 100
	Cast3M	106	34	55	134	57	109	142
	Δw_{Cast3M} (%)	61	-28	-34	23	3	41	27
Charge ultime Q_u (kN)	Essai	193	285	181	459	509	431	580
	ANSYS	192	259	183	450	514	445	601
	$\Delta Q_{u,ANSYS}$ (%)	-1	-9	1	-2	1	3	4
	Cast3M	223	240	169	469	560	500	563
	$\Delta Q_{u,Cast3M}$ (%)	16	-16	-6	2	10	16	-3

Tableau 4.7 : Résultats comparatifs des 7 poutres cellulaires mixtes testées à froid

4.5. Modèle thermique

Pour des calculs à chaud, il est nécessaire d'introduire le champ de température. Comme nous l'avons expliqué plus haut, le calcul de transfert thermique est réalisé sur un maillage différent de celui utilisé pour l'analyse mécanique. Ainsi, la géométrie d'une poutre cellulaire nous amène à utiliser un maillage tridimensionnel constitué d'éléments solides à 8 nœuds (CUB8). Les températures calculées sur le maillage volumique sont ensuite projetées sur le maillage en coques initial pour définir la charge thermique à considérer dans le calcul thermo-mécanique.

Le maillage de la poutre métallique est réalisé en tenant compte des épaisseurs réelles de la section. Toutefois, dans le cas de sections dissymétriques, l'épaisseur de l'âme est prise constante et égale à celle du Té inférieur. Ceci permet d'éviter des éléments finis supplémentaires sur l'épaisseur de la partie inférieure de l'âme. L'acier de l'âme du Té supérieur doit donc être considéré comme un matériau orthotrope (grisé sur la Figure 4.18, où b et t renvoient respectivement aux membrures inférieure et supérieure).

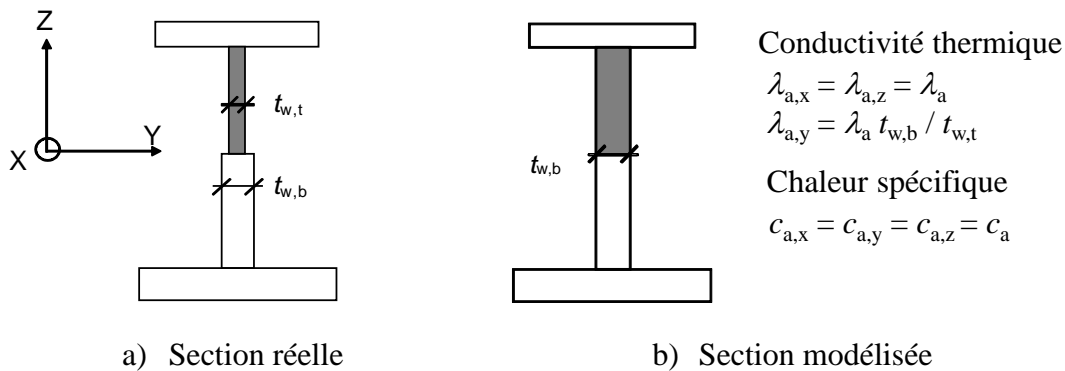


Figure 4.18 : Section d'acier modélisée et propriétés thermiques orthotropes

Dans le cas d'une dalle pleine, ou nervurée mais non compacte, la dalle en béton est représentée sur l'intégralité de son épaisseur. Autrement, le béton est représenté par une épaisseur efficace h_{eff} définie dans l'EN 1994-1-2 [EC4 06] (Figure 4.19, Equation (4.3)). La connexion est modélisée par une continuité de maillage à l'interface acier-béton : les nœuds de la face supérieure de la semelle supérieure en acier sont confondus avec ceux de la sous-face de la dalle. Ainsi, une connexion parfaite est considérée entre la dalle en béton et le profilé métallique.

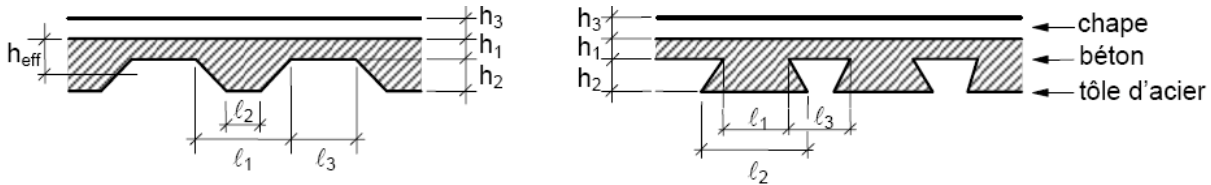


Figure 4.19 : Epaisseur efficace d'une dalle mixte [EC4 06]

$$h_{eff} = h_1 + 0,5h_2 \frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \quad \text{pour } h_2/h_1 \leq 1,5 \text{ et } h_1 > 40 \text{ mm}$$

$$h_{eff} = h_1 \left(1 + 0,75 \frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) \quad \text{pour } h_2/h_1 > 1,5 \text{ et } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (4.3)$$

Par ailleurs, par souci d'économie du temps de calcul, la dalle est modélisée sur une largeur réduite b_c égale au double de la largeur de la semelle supérieure en acier (Figure 4.20). En effet, la répartition des températures observée lors d'essais ou de calculs précédents montre que ces températures se stabilisent à une distance relativement faible des bords de l'interface acier-béton. Ainsi, après le calcul effectué sur une largeur réduite, les températures des bords de la dalle en CUB8 peuvent être projetées sur les nœuds de la dalle en COQ4 situés au-delà de cette limite géométrique.

Les propriétés thermiques des matériaux sont définies à partir de l'EN 1994-1-2 [EC4 06]. De façon analogue à §4.2, les propriétés thermiques de l'acier orthotrope de la membrure supérieure – le cas échéant – dans la direction normale au plan de l'âme sont proportionnelles au rapport des épaisseurs d'âme. Les coefficients d'échanges convectifs sont respectivement égaux à $25 \text{ W m}^{-2} \text{ K}^{-1}$ sur les faces exposées, qui incluent le contour des ouvertures, et à $4 \text{ W m}^{-2} \text{ K}^{-1}$ sur les faces non exposées, généralement constituées de la face supérieure de la dalle (Figure 4.21). Ces valeurs sont conformes à celles données dans l'EN 1991-1-2 [EC1 03].

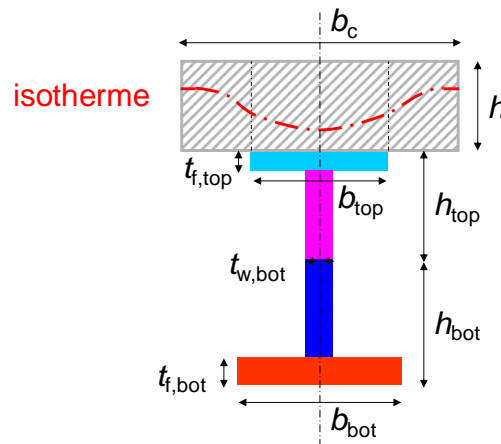


Figure 4.20 : Section mixte modélisée pour le calcul de transfert thermique

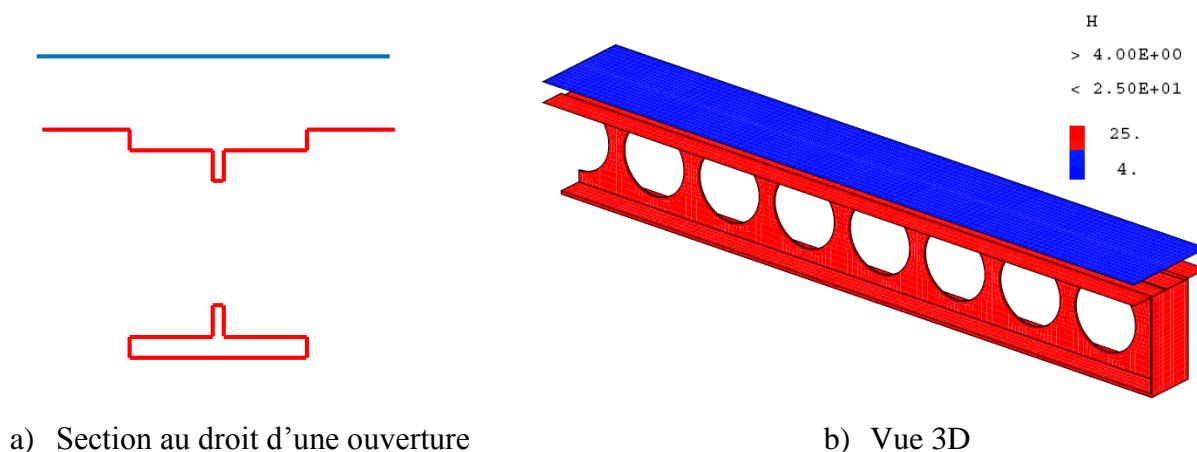


Figure 4.21 : Coefficient d'échange par convection

4.6. Vérification du modèle de poutre mixte à température élevée

Nous avons utilisé les essais menés au CTICM dans le cadre du projet FICEB. Ils concernent des poutres mixtes sollicitées en flexion 4 points. Chacune des 4 éprouvettes est constituée d'une poutre en acier, symétrique ou non, comportant des ouvertures circulaires et/ou oblongues. La poutre cellulaire métallique est connectée à une dalle à bac collaborant de type rentrant par une file de goujons à tête. Le ferrailage est constitué d'un treillis A252. Le chargement mécanique est appliqué jusqu'à une valeur constante correspondant à environ 30 % de la résistance mécanique de l'éprouvette calculée à partir des résistances nominales des matériaux. Ce niveau de chargement est lié à un pré-dimensionnement des poutres basé sur les valeurs nominales des résistances de l'acier, du béton et des goujons. Ensuite, le four est allumé pour chauffer les poutres mixtes sur leurs faces inférieures. De ce fait, les poutres sont exposées sur 3 faces. Des mesures de températures et de flèches sont effectuées en continu [THO 09a – THO 09d].

4.6.1. Données géométriques

Les caractéristiques géométriques des poutres en acier sont données en Tableau 4.8. En dehors de la poutre P2, la section en acier est asymétrique. Les poutres P1 et P4 ont la même section, la différence de géométrie étant liée au nombre et à la forme des ouvertures d'âme. En effet, des ouvertures oblongues résultant de la fusion de deux ouvertures circulaires consécutives sont pratiquées sur les poutres P1, P2 et P3, alors que P4 n'a que des ouvertures circulaires.

Les 4 poutres mixtes isostatiques ont chacune une portée de 8,8 m et une largeur de 2,2 m, pour une longueur totale de 9,4 m.

Poutre		P1	P2	P3	P4
Membrane supérieure	Section	IPE 360	IPE 450	IPE 360	IPE 360
	h_{top} (mm)	255	275	255	255
Membrane inférieure	Section	IPE 450	IPE 450	HEB 450	IPE 450
	h_{bot} (mm)	300	275	300	300
Ouvertures	n	13	13	13	14
	e (mm)	600			
	a_0 (mm)	375	335	375	375
Dalle	h_c (mm)	80			
	h_p (mm)	40			
Goujons	h_{sc} (mm)	100			
	d (mm)	19			
	s (mm)	150			

Tableau 4.8 : Données géométriques des poutres en acier

4.6.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques réelles des poutres métalliques, de nuance S355, et du béton, de classe de résistance C25/30, sont déterminées expérimentalement à température ambiante. Ainsi, pour chaque poutre mixte, des éprouvettes sont soumises à un essai de traction pour l'acier et de compression pour le béton. Les résultats sont donnés en Tableau 4.9.

4.6.3. Conditions d'appui et de chargement

Les 4 poutres isostatiques sont soumises à un chargement mécanique symétrique appliqué en 2 points par un vérin hydraulique pour obtenir une flexion 4 points. Un raidisseur vertical d'âme de 20 mm d'épaisseur est disposé, en chaque point de chargement et à chaque appui, pour éviter les ruines locales (Figure 4.22). Sur la poutre 4, des raidisseurs unilatéraux, non soudés aux semelles, sont également prévus à chaque montant. La charge mécanique totale appliquée dépend de la poutre testée. Elle correspond à environ 25 % de la résistance mécanique à température ambiante calculée à partir des résistances réelles des matériaux, nécessairement supérieures aux valeurs nominales, comme le montre le Tableau 4.9.

Lors de chaque essai, une fois la charge mécanique stabilisée, l'échauffement du four démarre. Dans le cas des poutres P1, P3 et P4, non-protégées, la température du four suit la courbe ISO 834. Pour la poutre P2, une courbe d'échauffement plus lent a été utilisée afin de simuler la présence d'une protection thermique, tout en s'affranchissant des variations de température dues à des épaisseurs inégales de matériaux de protection (Figure 4.23).

Un contrôle manuel des chargements mécanique et thermique est assuré tout au long de l'essai. Des thermocouples sont disposés dans le four, le long des poutres en acier et à mi-portée de la dalle. Des capteurs sont également prévus pour mesurer les flèches à mi-portée et aux deux points de chargement, ainsi que les rotations et les glissements des deux appuis.

		P1	P2	P3	P4
Membrure supérieure	$f_{ay,f}$ (MPa)	460	432	451	460
	$f_{ay,w}$ (MPa)	480	454	478	480
	$f_{au,f}$ (MPa)	558	553	563	558
	$f_{au,w}$ (MPa)	568	555	570	568
Membrure inférieure	$f_{ay,f}$ (MPa)	438	432	-	438
	$f_{ay,w}$ (MPa)	475	454	-	475
	$f_{au,f}$ (MPa)	566	553	-	566
	$f_{au,w}$ (MPa)	574	555	-	574
Béton	f_{ck} (MPa)	31	33	33,5	29,5
Goujons	Q_u (kN)	83,2			

Tableau 4.9 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

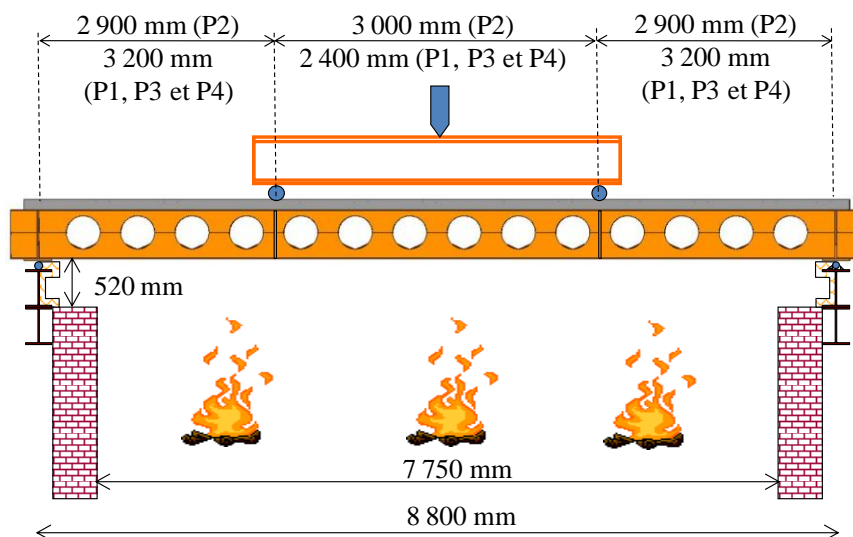
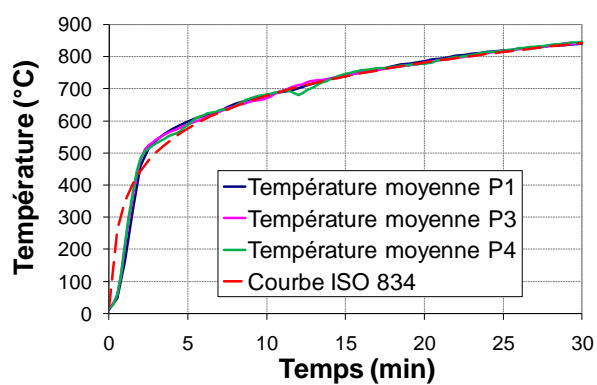
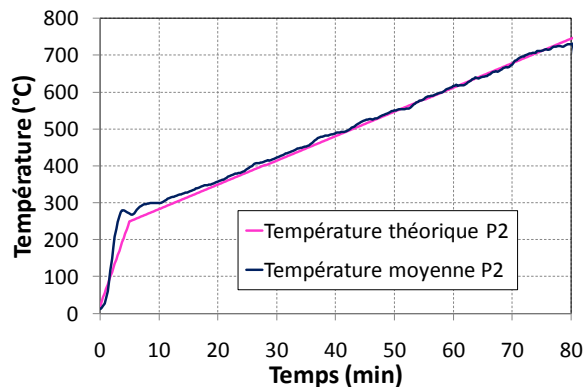


Figure 4.22 : Dispositif expérimental



a) Poutres P1, P3 et P4



b) Poutre P2

Figure 4.23 : Température du four

4.6.4. Simulation numérique

Les 4 essais sont simulés en utilisant le même modèle éléments finis développé sous Cast3M pour des calculs à froid.

Pour l'échauffement des éprouvettes, les 3 modes de transfert de chaleur habituels sont considérés, à savoir la conduction, la convection et le rayonnement. Pour tenir compte de l'effet d'ombre observé vers les extrémités de chaque éprouvette, les émissivités des faces exposées en acier diminuent à mesure que l'on s'éloigne du centre de la poutre (Figure 4.24). Par ailleurs, l'échauffement suit l'évolution de la température moyenne du four pour chaque essai.

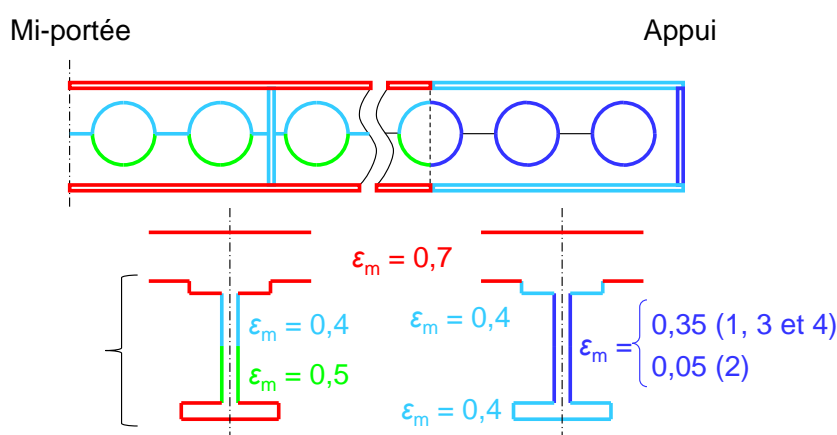


Figure 4.24 : Emissivité de surface de l'acier et du béton utilisée lors de la simulation numérique

La Figure 4.25 met en évidence un échauffement plus rapide du pourtour des ouvertures que du reste de l'âme.

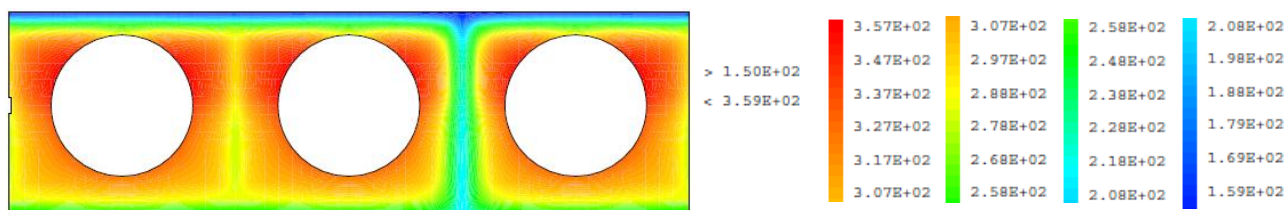


Figure 4.25 : Champ de température dans l'âme de la poutre 4 à $t = 10$ min

Les champs de températures calculés définissent la charge thermique à utiliser avec le calcul mécanique. Les goujons n'étant pas exposés, ils ne subissent pas l'effet de la température, et sont maintenus à 20 °C. Les propriétés mécaniques de la membrure inférieure de la poutre P3 étant inconnues, elles sont considérées comme égales à celles de la poutre P2.

On constate un arrêt prématuré du calcul dû à des problèmes de convergence, qu'une réduction du pas de temps et/ou une augmentation du critère de convergence ne résout pas. Cette non-convergence semble se produire systématiquement pour une flèche d'environ 75 mm, soit moins du 1/100^e de la portée (Figure 4.38). A cet instant de non-convergence, les températures sont relativement faibles, soit 212 °C dans la membrure supérieure en acier, et 160 °C en sous-face de la dalle (Figure 4.26).

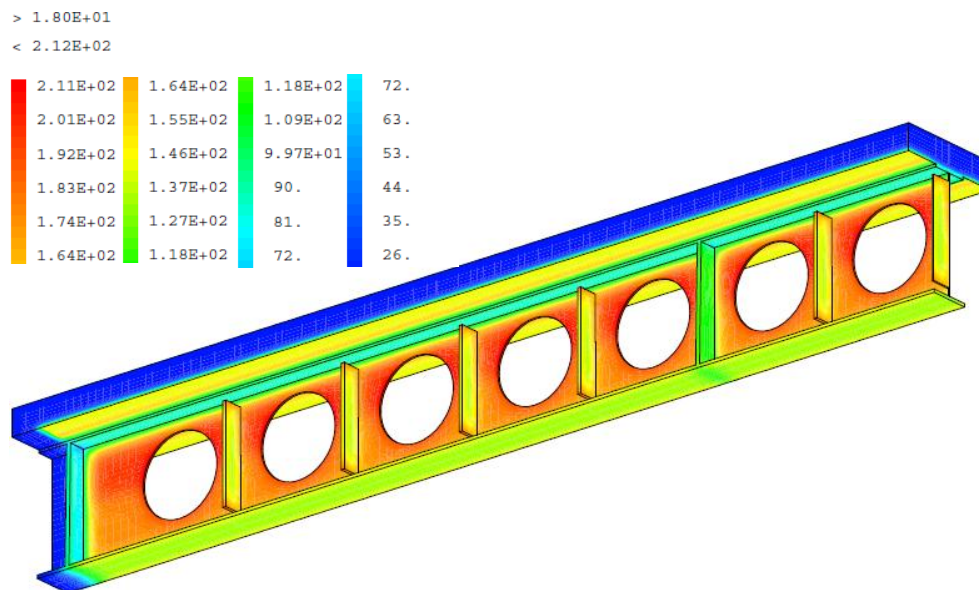


Figure 4.26 : Champ de température de la poutre 4 à l'arrêt du calcul mécanique sous Cast3M

Nous avons déjà rencontré des difficultés de convergence sur une simulation d'essai de poutre mixte isostatique, sans ouverture d'âme et à dalle pleine (Figure 4.27). Lors de cette simulation, nous n'avons pas effectué de calcul de transfert thermique. Nous avons plutôt défini le chargement thermique par les températures expérimentales (Figure 4.28), en considérant un échauffement uniforme sur l'âme et chacune des 2 semelles respectivement.

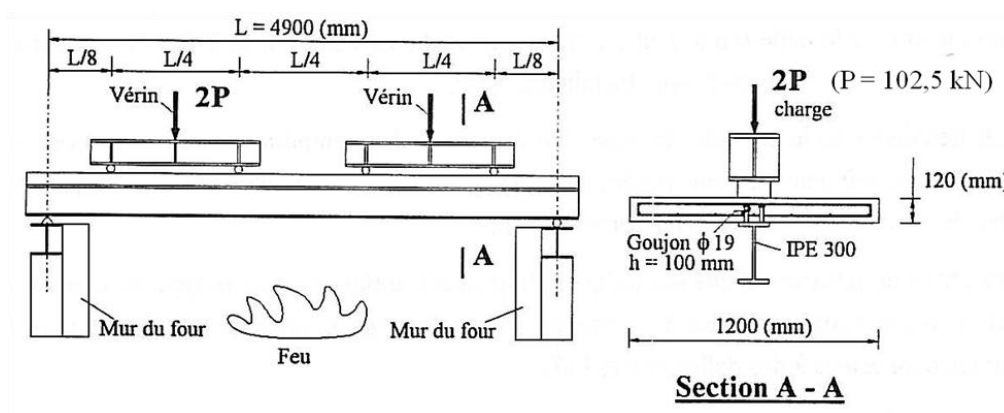


Figure 4.27 : Dispositif expérimental [ZHA 94]

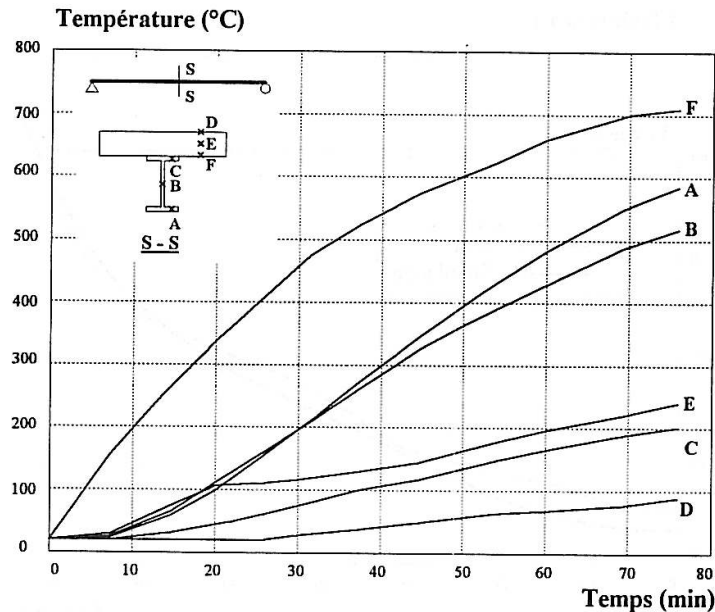


Figure 4.28 : Evolution du champ de température mesuré [ZHA 94]

Nous avons alors envisagé les solutions suivantes :

- réduire ou augmenter le pas de temps de calcul, ce qui n'a pas résolu le problème ;
- augmenter le critère de convergence : pour arriver à une flèche ultime proche de l'essai de poutre de Zhao, cela nous amène à passer de 10^{-4} à 10^{-2} , ce qui peut mettre en doute la précision des résultats numériques ;
- passer en mode dynamique : cette solution n'a pas fourni de meilleurs résultats ;
- utiliser pour la dalle un autre modèle de comportement élasto-plastique implémenté pour les éléments de coque mince : le modèle BETON_INSA nécessitant un exécutable qui n'est pas disponible pour les utilisateurs « communs » de Cast3M, seul le modèle OTTOSEN remplit à ce jour cette condition - en dehors du modèle BETON - mais sa complexité nous a amenés à abandonner cette solution ;
- modifier le comportement des goudjons, en leur imposant des propriétés mécaniques indépendantes de la température ; cette modification n'a pas eu d'impact majeur sur les problèmes de convergence ;
- utiliser un autre type d'éléments : le modèle BETON ne semble pas implémenté pour les éléments triangulaires, et n'est pas du tout implémenté pour les coques épaisses. Par ailleurs, l'utilisation d'éléments volumiques augmenterait considérablement le coût de calcul, l'objectif de cette thèse étant de modéliser un plancher mixte composé de poutres cellulaires.

4.7. Modification du modèle mécanique mixte à température élevée et validation

Au vu de ces résultats, nous avons choisi de redéfinir un modèle avec ANSYS (version 12.0), en conservant les coordonnées du maillage créé et les températures calculées avec Cast3M, ainsi que la loi de comportement de l'acier. Les modifications concernent donc le béton et la connexion.

4.7.1. Modélisation du béton

En considérant une résistance en traction $f_{t,20^{\circ}\text{C}}$ égale au $1/10^{\text{e}}$ de la résistance en compression $f_{c,20^{\circ}\text{C}}$, un modèle de comportement de type élasto-plastique Drucker - Prager est appliqué au béton. Pour alimenter ce modèle, la cohésion c et l'angle de frottement φ du béton sont déduits de la résistance du béton à 20°C en compression $f_{c,20^{\circ}\text{C}}$ et en traction $f_{t,20^{\circ}\text{C}}$. (Equations (4.4) et (4.5)).

$$\varphi = \sin^{-1} \frac{3(f_{c,20^{\circ}\text{C}} - f_{t,20^{\circ}\text{C}})}{3f_{c,20^{\circ}\text{C}} + f_{t,20^{\circ}\text{C}}} \quad (4.4)$$

$$c = \frac{f_{c,20^{\circ}\text{C}} f_{t,20^{\circ}\text{C}}}{f_{c,20^{\circ}\text{C}} + f_{t,20^{\circ}\text{C}}} \frac{3 - \sin \varphi}{3 \cos \varphi} \quad (4.5)$$

L'évolution du module d'Young en fonction de la température diffère légèrement de la définition donnée en Chapitre I (Figure 4.29). Le module sécant est en effet utilisé dans la modélisation, à la place du module tangent, en partant d'une valeur à 20°C donnée en Equation (4.6) :

$$E_{c,20^{\circ}\text{C}} = \frac{f_{c,20^{\circ}\text{C}}}{10,5 \times 10^{-3}} \quad (4.6)$$

La courbe contrainte - déformation adoptée est présentée en Figure 4.30. Comme dans le modèle à froid de [BIT 06], la plasticité est traduite par une branche ascendante à faible pente. Cette modélisation non-conforme au comportement réel et aux normes européennes, elle permet tout de même d'éviter les problèmes de convergence générés par l'introduction d'une branche descendante.

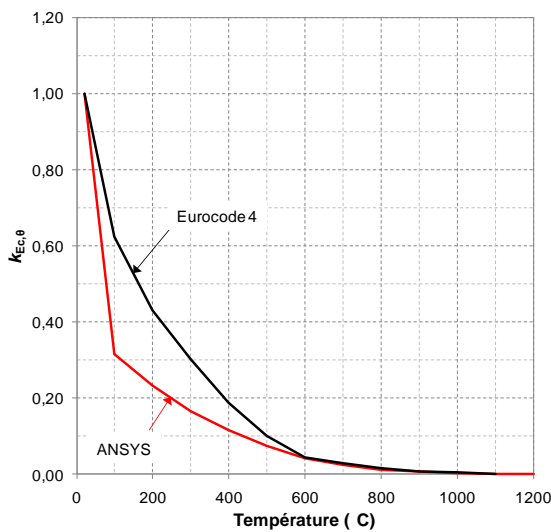


Figure 4.29 : Evolution thermique du coefficient de réduction du module d'Young du béton

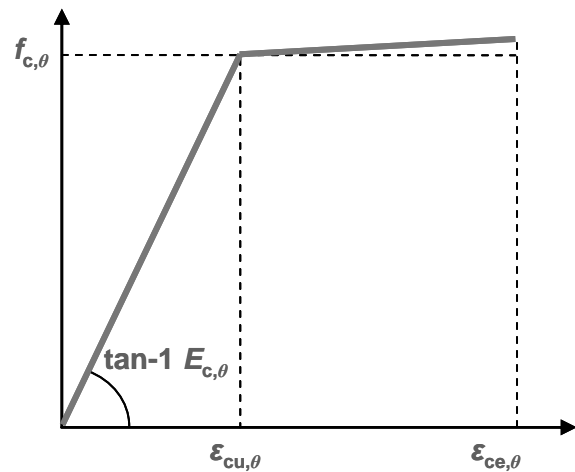


Figure 4.30 : Courbe contrainte – déformation du béton à température élevée

4.7.2. Modélisation de la connexion

Les connecteurs sont représentés par des éléments élastiques de type poutre à 2 nœuds (notés A et B sur la Figure 4.32), dont le module d'Young est indépendant de la température, et correspond à celui de l'acier à 20°C . La section modélisée a un diamètre 4 fois supérieur à celui de la section réelle (Figure 4.31, Figure 4.33). Chaque goujon est donc bien plus rigide qu'en réalité.

Une liaison parfaite est créée entre la dalle et chaque connecteur par fusion des nœuds (nœud B de la Figure 4.32), tandis que des conditions cinématiques sont appliquées à la jonction entre le

connecteur (nœud A de la Figure 4.32) et la semelle supérieure de la poutre (éléments de contact CONTA173, numérotés de 1 à 4 sur la Figure 4.32).

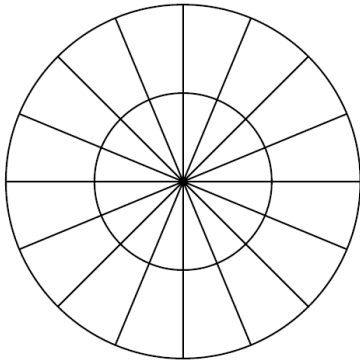


Figure 4.31 : Maillage de la section d'un goujon

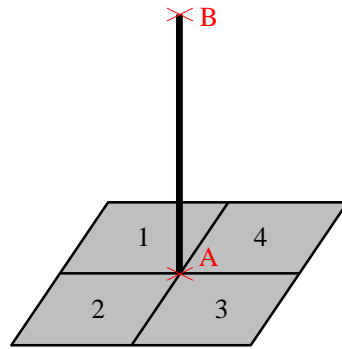


Figure 4.32 : Liaison connecteur - poutre

Béton

Coques à 5 couches et 8 nœuds (SHELL91)
Comportement élasto-plastique
(Drucker-Prager & EC4-1-2)

Goujons

Poutre à 2 nœuds (BEAM24)
Comportement élastique

Acier

Coques à 4 nœuds (SHELL181)
Comportement élasto-plastique
(EC4-1-2)

Figure 4.33 : Modèle mixte ANSYS

4.7.3. Résultats comparatifs

Les résultats des simulations numériques des 4 essais au feu de poutres cellulaires ont été comparés aux résultats expérimentaux. Cette comparaison porte sur les modes de ruine, les températures critiques et les flèches à mi-portée des poutres.

Pour la poutre 1, une déformation significative des montants d'âme est observée à la fin de l'essai (Figure 4.34 a)) au niveau des extrémités. Ces déformations traduisent une ruine par flambement des montants, combinée à de la flexion (Figure 4.34 b)). Lors de la simulation, une amorce de flambement des montants est observée (Figure 4.34 e)), mais la ruine est principalement provoquée par de la flexion (Figure 4.34 d)).

L'ampleur des déformations des montants aux extrémités de la poutre 3 traduit également une ruine par flambement de ces montants, aussi bien lors de l'essai (Figure 4.36a)) que par simulation numérique, notamment dans la membrure supérieure (Figure 4.36 d) et e)). Cette instabilité a été favorisée par la différence significative d'épaisseur d'âme entre les deux membrures.

La poutre 4, qui a la même section que la poutre 1 mais avec des raidisseurs unilatéraux de montants, développe une ruine par flexion car les raidisseurs empêchent le flambement des

montants (Figure 4.37 a)). Ce mode de ruine est observé expérimentalement (Figure 4.37 b)) et numériquement (Figure 4.37 d)).

Sur la poutre 2, qui comporte deux ouvertures oblongues en partie centrale, et dont les ouvertures sont plus petites que celles des trois autres poutres, d'où des montants moins élancés, une ruine par flexion a également été observée (Figure 4.35 b) et d)).

De plus, à l'exception de la poutre 3, dont nous n'avions pas les caractéristiques mécaniques réelles de la membrure inférieure, les flèches et les temps de ruine calculés sont assez proches des valeurs expérimentales (Figure 4.39). La ruine se produit au bout de 17 à 26 min pour les poutres sous feu ISO (soit une résistance au feu inférieure à 30 min), et au bout de 71 min pour la poutre sous feu bilinéaire. Les flèches à la ruine sont comprises entre $1/20^{\circ}$ et $1/25^{\circ}$ de la portée des poutres. Le modèle permet donc de reproduire le mode de ruine expérimental d'une poutre mixte à température élevée.

Les températures critiques se définissent comme les températures des sections où est initiée la ruine de la poutre. En cas de ruine par flambement des montants, elles sont déterminées au voisinage des ouvertures. En cas de ruine par flexion, elles sont déterminées au niveau de la semelle inférieure. La température du four étant moins élevée vers l'avant que vers l'arrière du four, la déformée de chaque poutre n'est pas symétrique. Les températures critiques vers l'arrière du four sont donc supérieures à celles mesurées vers l'avant, ces températures critiques variant de 659°C pour la poutre 2 à 725°C pour la poutre 4. On note toutefois que cette dissymétrie du champ de température expérimental n'est pas observée sur la poutre 3, du moins localement. En effet, au moment de la ruine, la même température est mesurée dans les montants d'extrémité vers l'avant et l'arrière du four (701°C).

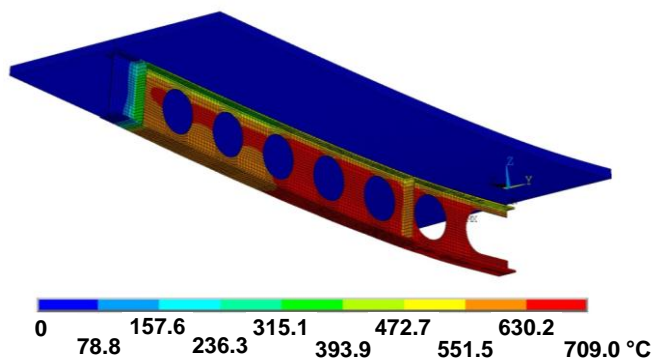
La Figure 4.40 donne les valeurs des températures critiques dans l'acier, et sur la face inférieure du béton. Les températures des sections critiques à la fin du calcul ont des valeurs très proches des températures critiques mesurées, la différence relative maximale étant de 4 %. Le modèle permet donc de reproduire le comportement thermique et mécanique, ce qui est confirmé par l'observation des courbes d'évolution de la flèche à mi-portée des 4 poutres (Figure 4.38).



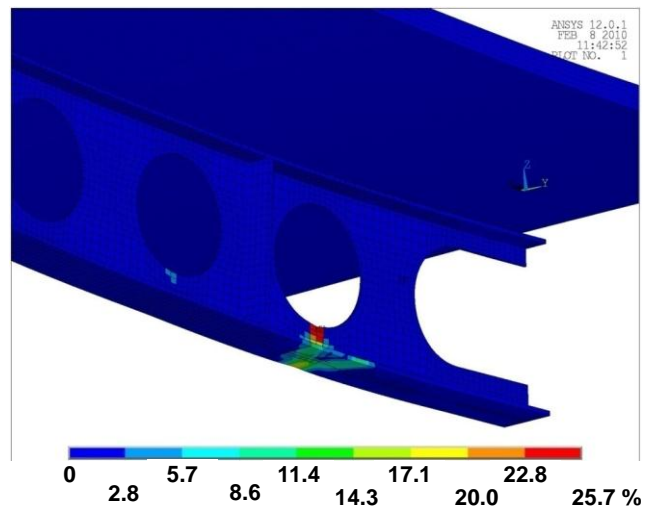
a) Extrémité après la ruine



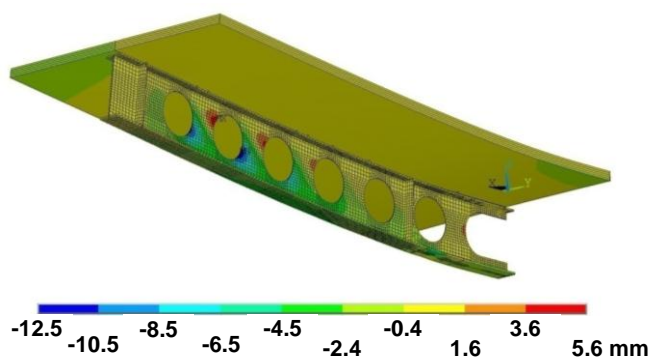
b) Partie centrale après la ruine



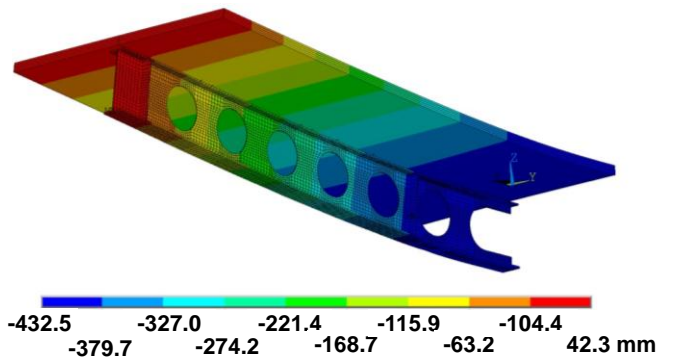
c) Champ de température



d) Déformations plastiques



e) Déplacements latéraux



f) Déplacements verticaux

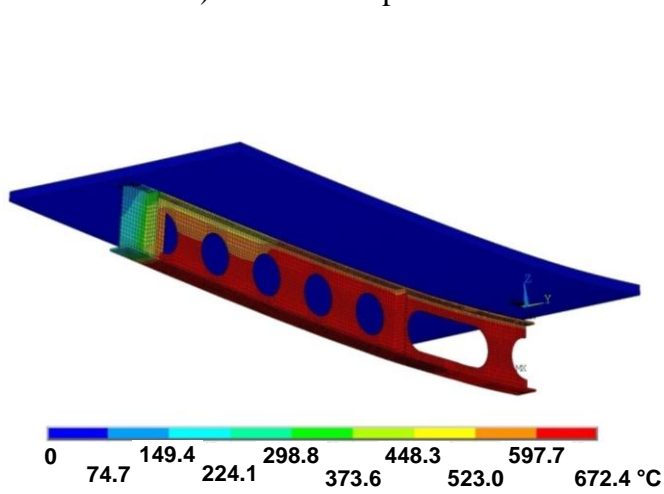
Figure 4.34 : Vues de la poutre 1 (essai et simulation)



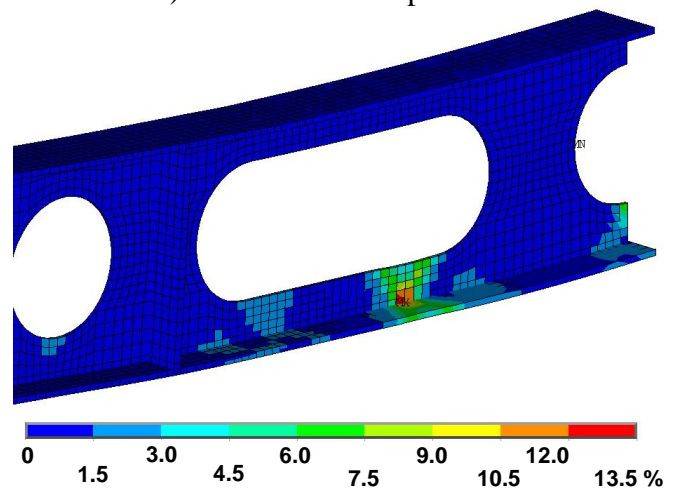
a) Extrémité après la ruine



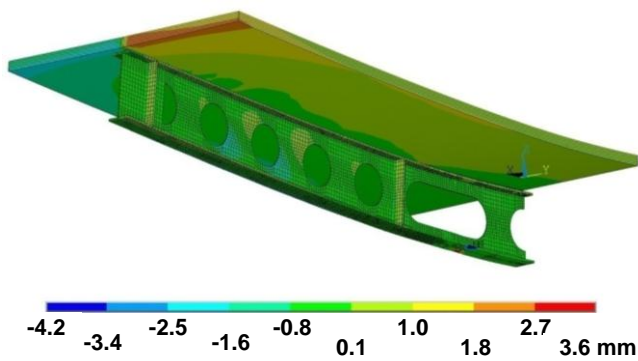
b) Partie centrale après la ruine



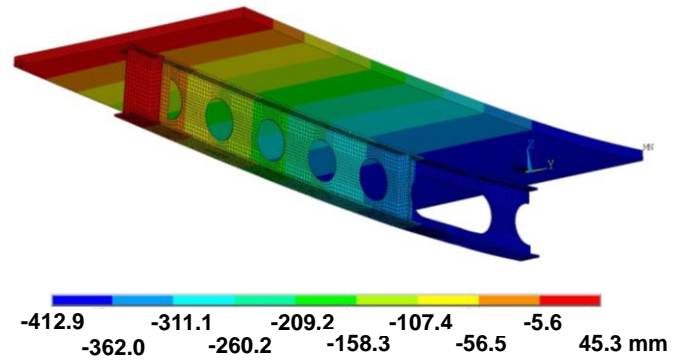
c) Champ de température



d) Déformations plastiques



e) Déplacements latéraux



f) Déplacements verticaux

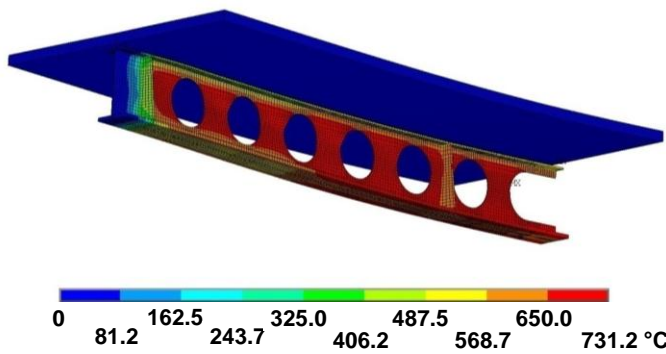
Figure 4.35 : Vues de la poutre 2 (essai et simulation)



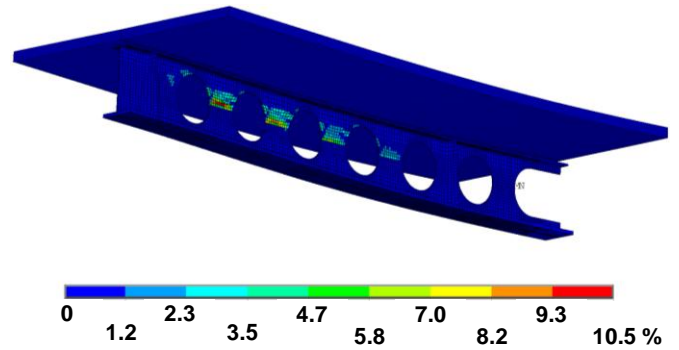
a) Extrémité après la ruine



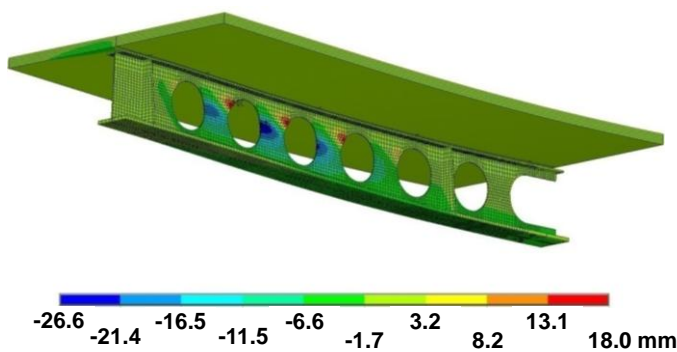
b) Partie centrale après la ruine



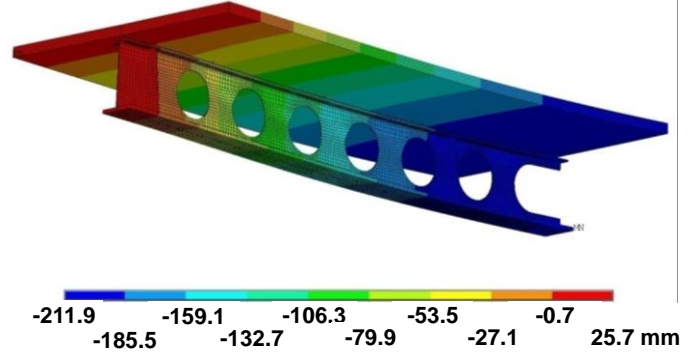
c) Champ de température



d) Déformations plastiques



e) Déplacements latéraux



f) Déplacements verticaux

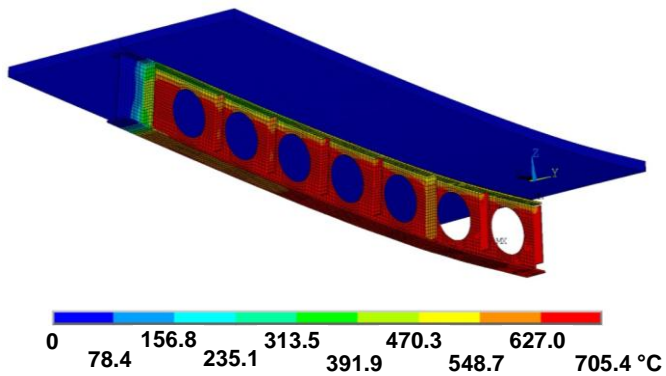
Figure 4.36 : Vues de la poutre 3 (essai et simulation)



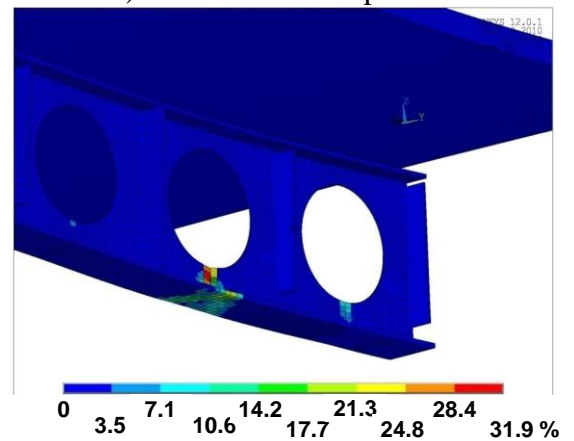
a) Extrémité après la ruine



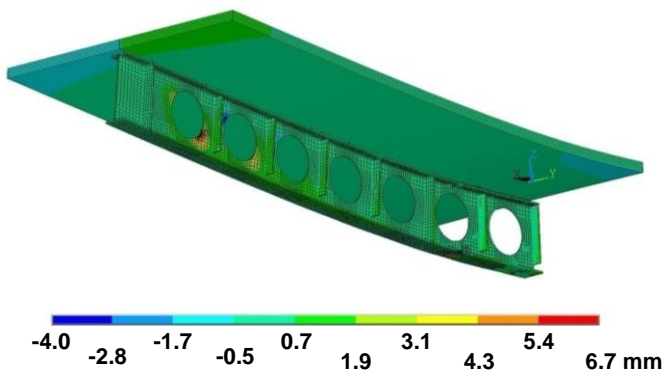
b) Partie centrale après la ruine



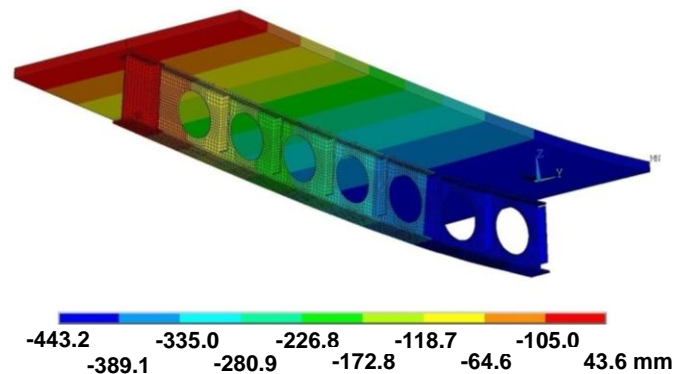
c) Champ de température



d) Déformations plastiques

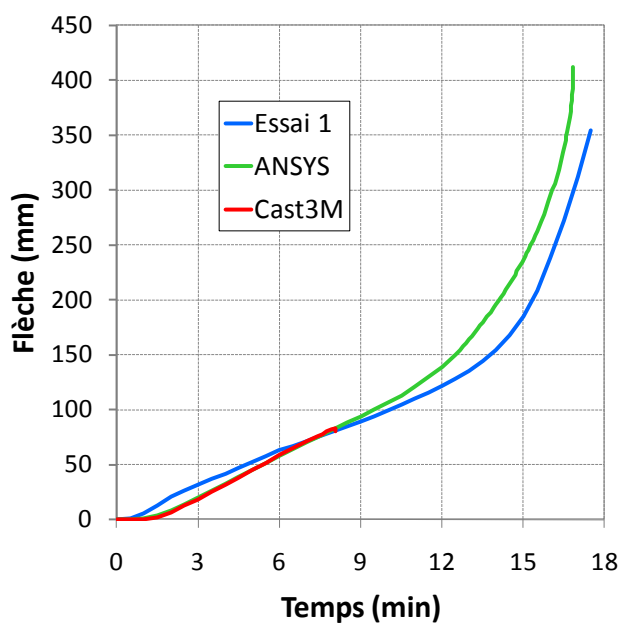


e) Déplacements latéraux

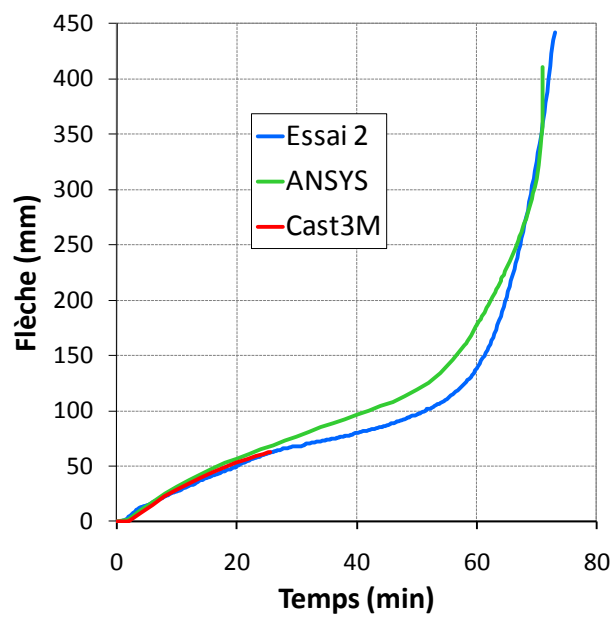


f) Déplacements verticaux

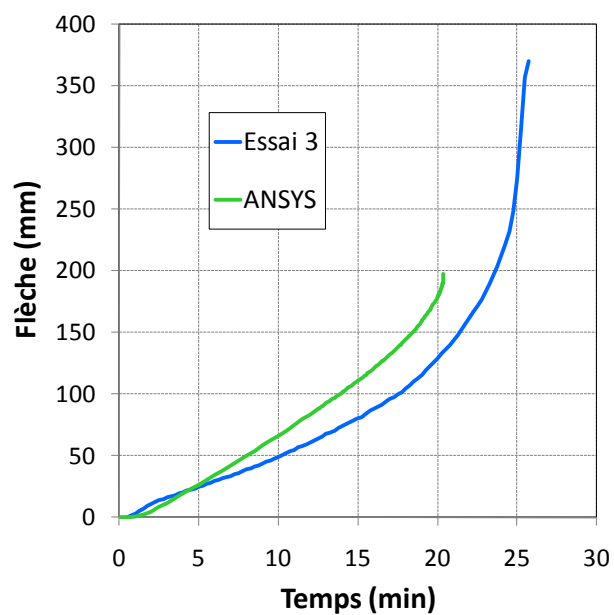
Figure 4.37 : Vues de la poutre 4 (essai et simulation)



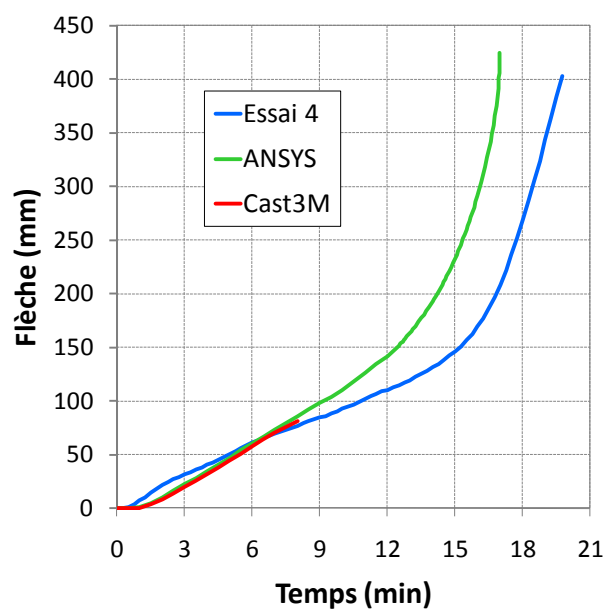
a) Poutre P1



b) Poutre P2



c) Poutre P3



d) Poutre P4

Figure 4.38 : Evolution temporelle de la flèche à mi-portée

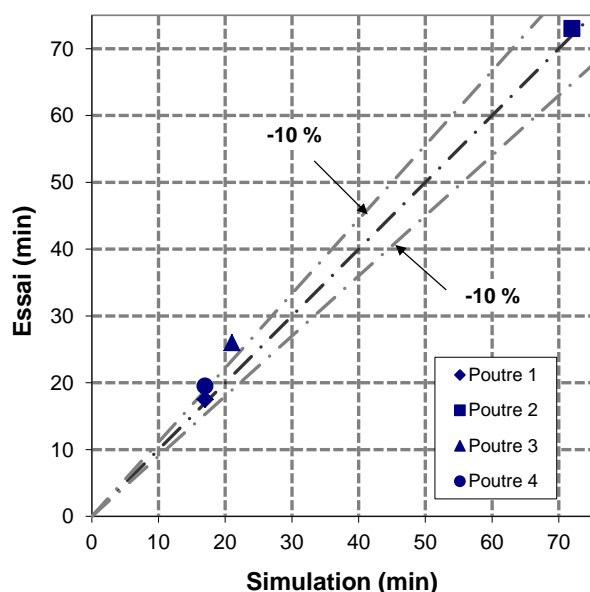


Figure 4.39 : Temps de ruine

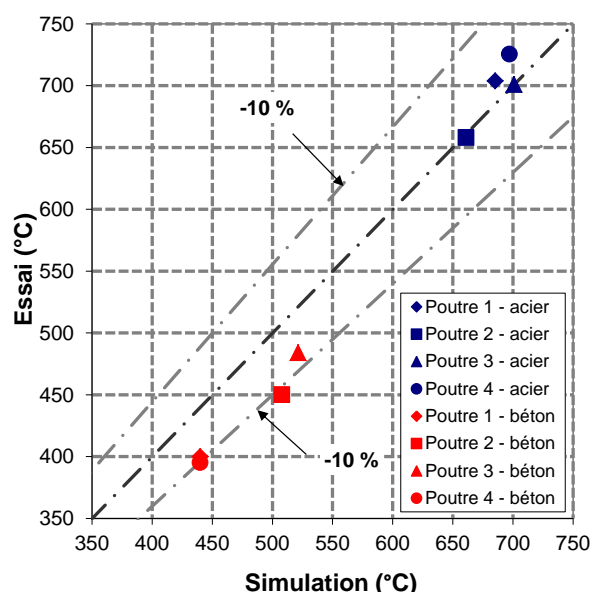


Figure 4.40 : Température critique

5. Etude paramétrique

Le modèle numérique de comportement des poutres cellulaires mixtes acier-béton à hautes température a été validé par comparaison aux résultats d'essai. Ce modèle est maintenant utilisé pour mener une étude sur l'influence de certains paramètres géométriques et matériels sur le comportement des poutres mixtes. Cette étude permet d'analyser de manière approfondie le comportement au feu des poutres cellulaires en acier et mixtes sous feu ISO. Les paramètres considérés sont la géométrie (portée, hauteur de section, diamètre et entraxe des ouvertures, dalle béton pleine ou mixte), les propriétés mécaniques des matériaux et le type de chargement (linéique uniquement ou combiné à des charges ponctuelles).

5.1. Paramètres géométriques

Aussi bien pour les poutres en acier que pour les poutres mixtes, 4 portées sont étudiées : 8, 12, 16 et 20 m. Les poutres métalliques, à section doublement symétrique, proviennent de profilés de type HEA 400 ou HEM 900. Dans le cas de poutres mixtes, seules les sections de type HEA 400 sont étudiées, la poutre étant connectée à une dalle en béton armé pleine ou mixte, de 120 mm d'épaisseur, et constituée d'un bac collaborant à profil trapézoïdal de type Cofraplus 60.

Le Tableau 5.1 présente 4 géométries par profilé de base, ce qui correspond à :

- 8 géométries de poutre en acier seul par portée, soit 32 géométries étudiées ;
- 4 géométries de poutre mixte par portée, soit 16 géométries étudiées.

Sections	a_0 (mm)	w (mm)	e / a_0	H_{tot} (mm)	H_{tot} / a_0
HEA 400	410	100	1,24	580,5	1,42
		200	1,49	559,7	1,37
	500	50	1,10	630,7	1,26
		115	1,23	625	1,25
HEM 900	955	250	1,26	1 362,5	1,43
		475	1,50	1 315	1,38
	1 190	96	1,08	1 495	1,26
		210	1,18	1 487,5	1,25

Tableau 5.1 : Caractéristiques géométriques des poutres métalliques

5.2. Paramètres mécaniques

Pour chaque géométrie, les poutres métalliques sont formées à partir d'un acier S355 ou S460, tandis que le béton de la dalle est de classe de résistance C25/30 dans le cas d'un acier S355, et C30/37 dans le cas d'un acier S460. Ceci correspond à :

- 64 cas de poutres en acier seul ;
- 32 cas de poutres mixtes.

5.3. Conditions de chargement

Le chargement appliqué est de type linéique uniquement (poutres en acier seul et mixte) ou combiné à des charges ponctuelles pour obtenir une flexion 4 points (poutres en acier seul), les points de chargement étant situés à une distance d'environ un tiers de la portée, par rapport à chaque appui. Le niveau de chargement considéré est de 30 %, par rapport à la résistance mécanique calculée à froid en utilisant les résistances nominales des matériaux.

L'évolution de la température des gaz suit la courbe ISO 834, pendant 30 min. Les poutres en acier seul sont exposées sur 4 faces, tandis que les poutres mixtes sont exposées sur 3 faces (Figure 5.1). La valeur de l'émissivité des surfaces, exposées ou non, est considérée constante et prise égale à 0,7, conformément à l'EN 1991-1-2 [EC1 03].

Au total, 128 cas de poutres en acier seul et 64 cas de poutres mixtes sont ainsi étudiés avec Cast3M uniquement ou combiné avec ANSYS respectivement. Les simulations sont menées jusqu'à la non-convergence du calcul.

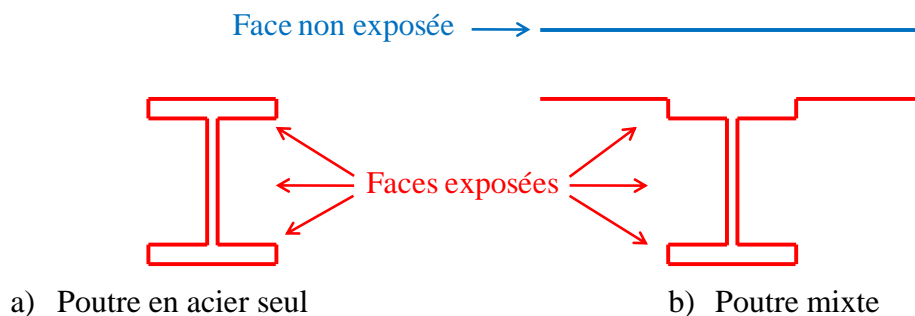


Figure 5.1 : Configuration de l'exposition au feu

5.4. Résultats et confrontation à la méthode de Vassart

Les résultats des simulations mettent en évidence une résistance au feu inférieure à 30 min, quelle que soit la poutre étudiée. Des observations sont également menées sur l'évolution temporelle des déplacements verticaux à mi-portée, et latéraux au niveau des montants d'âme. La tendance asymptotique de ces courbes en fin de calcul montre un avancement suffisant de ce dernier (Figure 5.2).

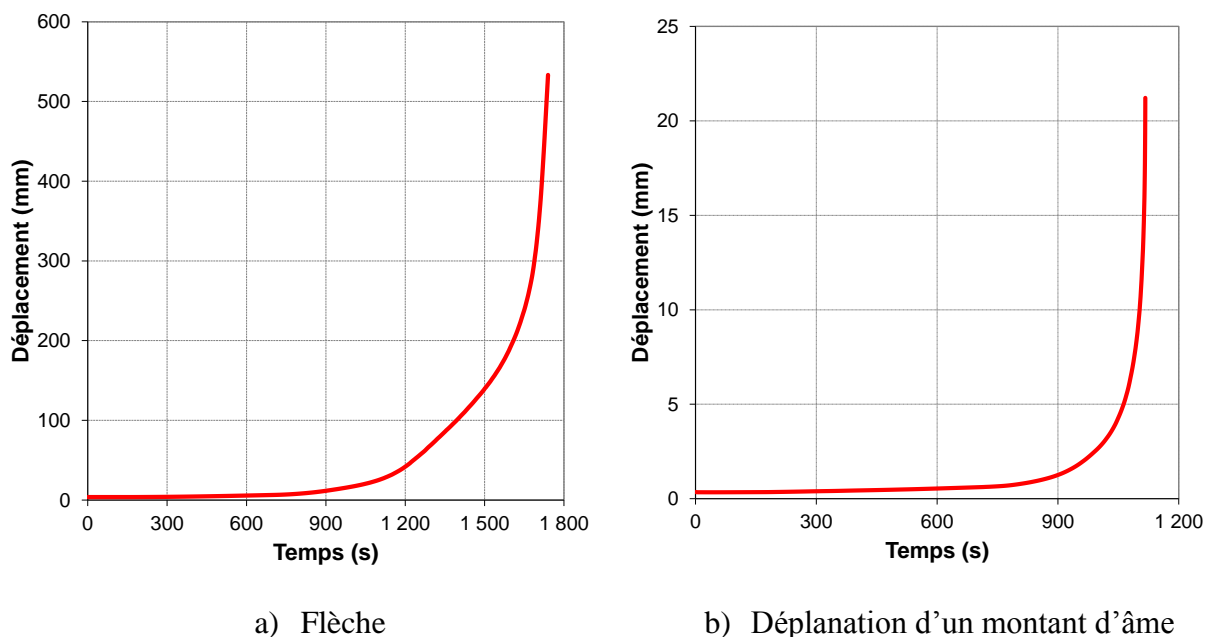


Figure 5.2 : Evolution temporelle des déplacements

3 modes de ruine sont observés : flambement des montants d'extrémité, cisaillement des montants d'extrémité et flexion Vierendeel. Ces modes de ruine sont liés aux paramètres géométriques et matériels des poutres étudiées, ainsi qu'aux conditions de chargement mécanique.

5.4.1. Mode(s) de ruine

L'observation des déformations plastiques et des déplacements latéraux (iso-valeurs et courbes d'évolution temporelle) met en évidence une ruine par flambement des montants sur l'ensemble des 192 poutres, les déformations plastiques maximales étant toujours localisées dans l'âme. Ce flambement peut s'accompagner d'un cisaillement des montants ou d'une flexion Vierendeel, dans le cas des poutres en acier seul.

Le cisaillement des montants est observé pour des rapports e/a_0 faibles ($\leq 1,10$) quels que soient le profilé de base, la portée et les conditions de chargement mécanique. Il se produit également sur les poutres en HEM 900, dont le rapport e/a_0 vaut 1,18 ou 1,26, de 8 m et de 12 m de portée, même si pour une portée de 8 m seules les poutres soumises à un chargement ponctuel sont concernées.

Quant à la flexion Vierendeel, elle ne se produit que sur les poutres de portée supérieure à 8 m soumises à une charge ponctuelle, pour des rapports e/a_0 importants ($\geq 1,49$), quel que soit le profilé de base. Il faut noter que, pour les poutres de 12 m, ce mode de ruine n'est observé que sur les HEA 400. Il est observé dans la zone de chargement ponctuel où l'effort tranchant est maximal, et ne s'est pas produit sur les poutres mixtes, qui ne sont soumises qu'à une charge uniforme.

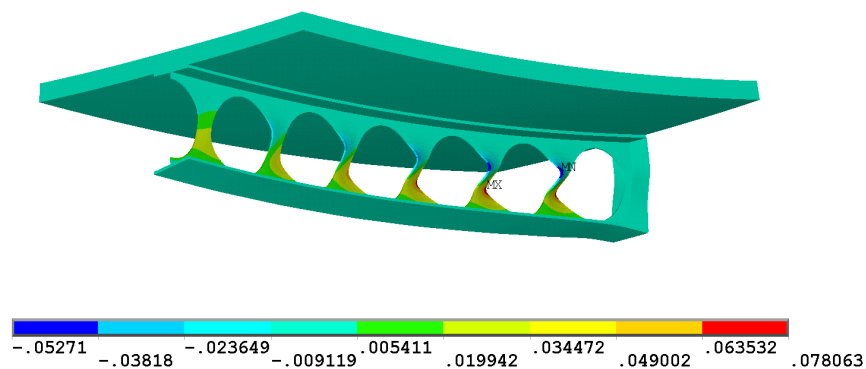
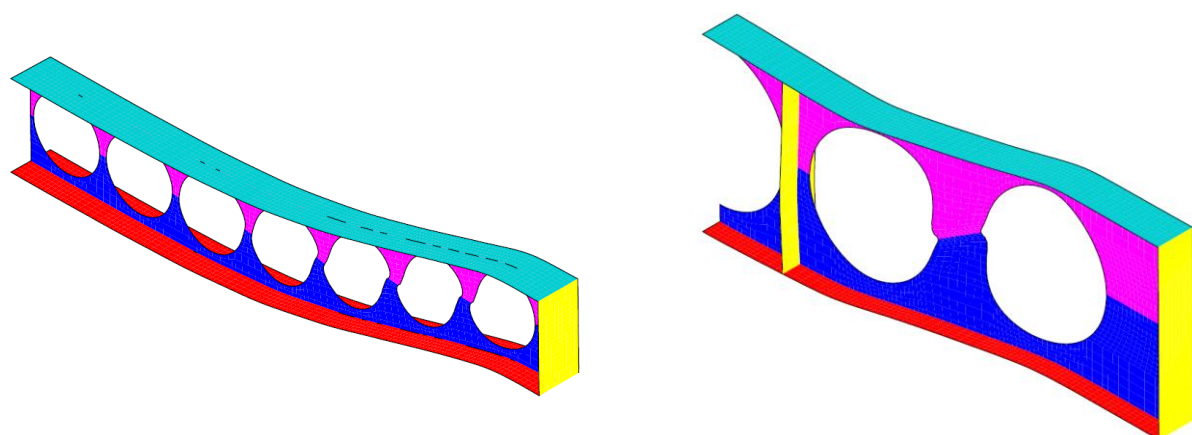


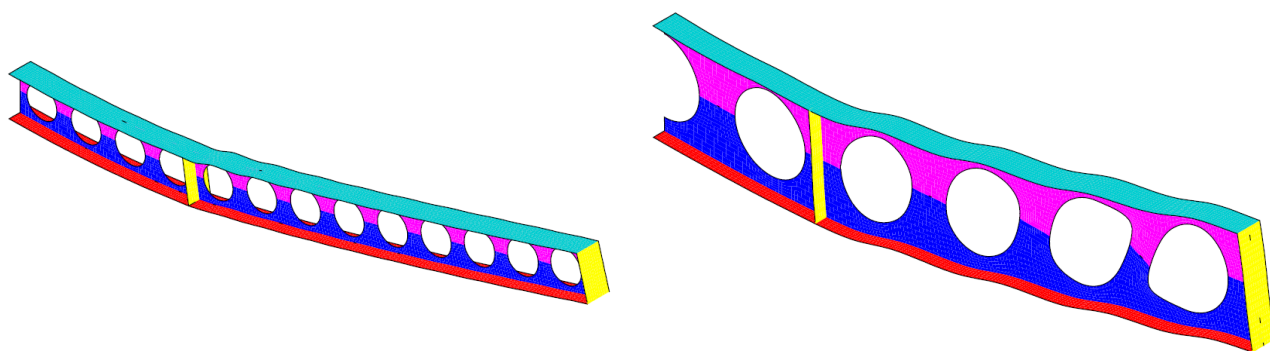
Figure 5.3 : Déplacements latéraux d'une poutre mixte de 8 m à la ruine



a) HEA 400 – $L = 8 \text{ m} - e/a_0 = 1,10$

b) HEM 900 – $L = 8 \text{ m} - e/a_0 = 1,18$

Figure 5.4 : Cisaillement longitudinal des montants d'âme



a) HEA 400 – $L = 16 \text{ m} - e/a_0 = 1,49$

b) HEM 900 – $L = 16 \text{ m} - e/a_0 = 1,50$

Figure 5.5 : Flexion Vierendeel

Indépendants des propriétés mécaniques des matériaux, les modes de ruine observés sont directement liés à la géométrie et aux conditions de chargement mécanique.

En appliquant la méthode de Vassart, le flambement des montants est identifié comme le premier mode de ruine de l'ensemble des 192 poutres : la violation du critère correspondant se produit à des températures critiques inférieures à celles de tous les autres critères vérifiés par la méthode.

5.4.2. Températures critiques

D'après les résultats numériques, la résistance au feu des poutres étudiées peut être définie comme :

- une fonction légèrement décroissante de la résistance caractéristique des matériaux ;
- une fonction décroissante de la portée des poutres à faible rapport e/a_0 ;
- une fonction croissante de la portée des poutres à fort rapport e/a_0 .

Dans le cas des poutres mixtes, elle peut également être liée au type de dalle utilisée : à niveau de chargement identique, une poutre métallique connectée à une dalle pleine paraît moins résistante que si elle est connectée à une dalle mixte. Cette tendance s'inverse toutefois pour les poutres de 8 m.

Les températures critiques sont définies comme les températures maximales atteintes au dernier pas convergé de calcul. Dans l'âme, la température critique $\theta_{w,cr}$ correspond à celle du lieu géométrique de déplacement latéral maximal, un flambement des montants étant toujours observé quel que soit le cas étudié, tandis que dans les semelles, elle correspond à la moyenne des températures des nœuds de la section critique.

Pour les poutres en acier, exposées sur 4 faces, la température critique de l'âme $\theta_{w,cr}$ est globalement comprise entre 630 °C (HEA 400, $L = 20$ m, $e/a_0 = 1,10$) et 770 °C (HEM 900, $L = 8$ m, $e/a_0 = 1,08$), soit une température des semelles comprise entre 480 °C et 710 °C.

Pour les poutres mixtes, exposées sur 3 faces, $\theta_{w,cr}$ est globalement comprise entre 610 °C ($L = 20$ m, $e/a_0 = 1,23$, dalle pleine) et 730 °C (Figure 5.6 : $L = 8$ m, $e/a_0 = 1,23$, dalle pleine), soit une température de 500 °C à 670 °C dans la semelle inférieure, et de 270 °C à 420 °C dans la semelle supérieure. La température peut alors atteindre 460 °C en sous-face de la dalle, sans que cette dernière intervienne dans la ruine mécanique de la poutre (Figure 5.6 b)).

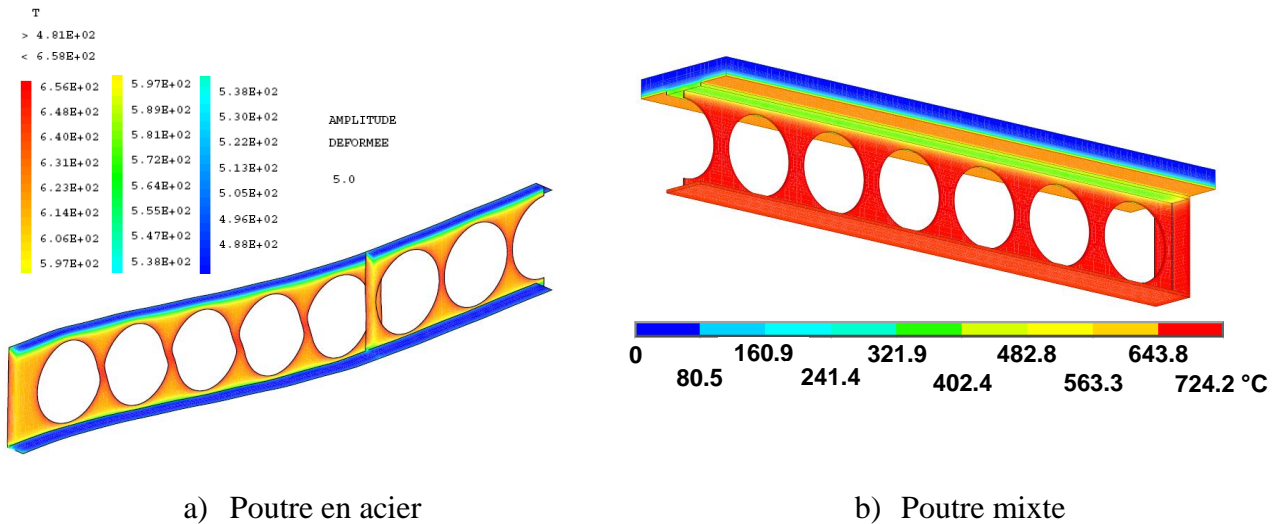


Figure 5.6 : Champ de température critique d'une poutre

L'écart relatif entre la température critique obtenue par une simulation numérique - $\theta_{cr,MEF}$ - et la méthode simplifiée - $\theta_{cr,MCS}$ - est calculé suivant l'Equation (5.1) :

$$\frac{\Delta \theta_{cr}}{\theta_{cr}} [\%] = 100 \times \frac{\theta_{cr,MEF} - \theta_{cr,MCS}}{\theta_{cr,MCS}} \quad (5.1)$$

Les valeurs de cet écart relatif sont résumées en Figure 5.7. Il faut rappeler que la température critique donnée par la méthode simplifiée est calculée en supposant un échauffement uniforme de la section en acier. Ceci peut expliquer les écarts relatifs obtenus. Les résultats comparatifs présentés en Figure 5.7 montrent le côté globalement conservateur de la méthode simplifiée, dans la totalité des cas de poutre en acier, et dans la plupart des cas de poutres mixtes. On note tout de même que dans les cas non sécuritaires, l'écart relatif entre le modèle éléments finis et la méthode analytique est relativement faible ($< 10\%$). On constate par ailleurs que cet écart relatif semble diminuer à mesure que la portée augmente, aussi bien pour les poutres métalliques que mixtes.

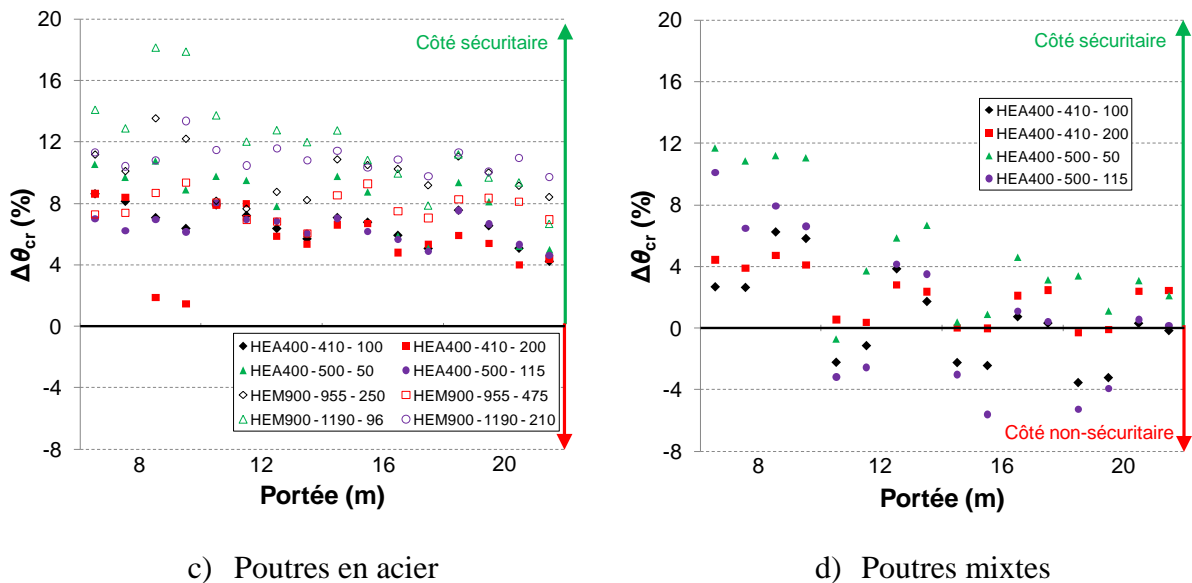


Figure 5.7 : Ecart relatif entre les calculs numériques et les calculs analytiques

6. Conclusion du Chapitre II

Nous avons développé un modèle éléments finis de poutre cellulaire en utilisant le logiciel Cast3M et en nous référant à un modèle ANSYS existant au CTICM. Ce modèle a été validé par une comparaison à des essais à la ruine à température ambiante, aussi bien pour des poutres en acier seul que pour des poutres mixtes. Les modes de ruine expérimentaux ont pu être reproduits par le calcul, qui a également permis de trouver des charges ultimes très proches des charges de ruine expérimentales.

Ce modèle a ensuite été vérifié pour des poutres mixtes en situation d'incendie. Pour ce cas, nous avons été confrontés à des problèmes numériques, une non-convergence provoquant l'arrêt prématuré du calcul, pour des flèches très faibles (inférieures à $L/100$). N'ayant pas pu résoudre ces problèmes de convergence, nous avons choisi de « reprendre » le modèle ANSYS, en procédant à quelques modifications sur la modélisation des goujons et du béton. Ce nouveau modèle, créé par une procédure de couplage Cast3M – ANSYS, a pu être validé par une comparaison à des résultats expérimentaux, en termes de modes de ruine, de temps de ruine et de températures critiques.

Le modèle, qui a fourni des résultats conservateurs, a ensuite été utilisé pour mener une étude paramétrique visant à valider la méthode simplifiée de calcul de poutres cellulaires mixtes au feu proposée par Vassart. Les paramètres analysés sont les dimensions de la poutre (portée, diamètre des ouvertures, largeur des montants, inertie de la section en acier), le type de dalle (pleine ou

mixte), et les caractéristiques mécaniques des matériaux. Les résultats de cette étude ont été comparés au modèle simplifié.

Il en est ressorti une ruine par flambement des montants systématique selon la méthode simplifiée, tandis que le modèle éléments finis prévoit dans certains cas une ruine par flexion Vierendeel dans les zones de chargement ponctuel. Le modèle de Vassart a par ailleurs fourni des résultats conservateurs en ce qui concerne les poutres en acier, et dans la majorité des cas de poutres mixtes.

Cette étude paramétrique ne concerne que des poutres isostatiques non-protégées exposées à un feu ISO. Il faut noter que pour les poutres mixtes à âme pleine, il est encore indiqué de façon sécuritaire d'appliquer une protection à l'ensemble de la surface en acier exposée au feu. Cependant, l'observation d'incendies réels et d'essais en grandeur nature montre qu'il n'est pas indispensable d'utiliser les matériaux de protection si la capacité « effective » de la dalle est exploitée. Une dalle étant généralement dimensionnée suivant une borne inférieure de plasticité, cette capacité portante « effective » relève plutôt d'une borne supérieure de plasticité.

Après avoir mené l'étude sur des poutres mixtes isolées, nous allons généraliser la démarche aux planchers mixtes acier – béton en situation d'incendie. L'analyse va se focaliser sur une méthode de dimensionnement existante, basée sur les mécanismes de ruine d'une dalle de plancher. Cette méthode préconise de ne pas appliquer de protection sur les solives non connectées aux poteaux de la structure. La méthode étant à ce jour applicable uniquement à des poutres métalliques à âme pleine, nous proposons une adaptation à des poutres à âme ajourée.

Chapitre III :

Effet membrane des planchers mixtes

1. Introduction

En général, les dalles de planchers sont vérifiées sur la base du comportement flexionnel [BAIL 01] et leur critère dimensionnant est souvent l'E.L.S. Toutefois, il s'avère dans certains cas que le plancher ne présente pas de signe d'effondrement sous un chargement nettement supérieur à celui de la capacité maximale en flexion. Cet effet est obtenu par un comportement de second ordre de type diaphragme qui permet d'augmenter la capacité portante, suivant un mécanisme appelé effet membrane [BAI 02]. Cet effet est largement influencé par les conditions d'appui de la dalle.

Pour de petits déplacements, c'est-à-dire lorsque la flèche au centre de la dalle atteint environ la moitié de son épaisseur, un effet membrane en compression est observé, dont les tabliers de ponts à armatures atteintes de rouille sont une illustration. Dans certains cas, les dalles peuvent même reprendre leur chargement sans armatures [BAI 01, BAI 08]. Une flèche supérieure à la moitié de l'épaisseur de la dalle peut réduire sa résistance mécanique en raison d'une instabilité. Cependant, si cette instabilité n'est pas très importante, les armatures mobilisent leur résistance totale en traction et reprennent le chargement : en jouant un rôle de filet, elles permettent le développement d'un effet membrane en traction en grands déplacements [BAI 08].

L'étude de l'effet membrane en grands déplacements a connu ces dernières années un regain d'intérêt, après avoir été quelque peu négligée en raison de la limite supposée d'applications pratiques. En effet, le dimensionnement de structures en situation accidentelle, telle qu'une explosion ou un incendie, est désormais intégré dans le cahier des charges d'un projet de construction. Par exemple, le comportement des dalles de plancher au feu – incendie réel ou simulé – se caractérise par une grande flèche au centre, suscitant l'intérêt des concepteurs sur les mécanismes de rupture des dalles à température élevée. De ce fait, différents travaux ont été conduits sur l'effet membrane en grands déplacements, majoritairement sur des dalles maintenues horizontalement.

Nous présentons les résultats de travaux expérimentaux et analytiques à température ambiante, puis à température élevée. Nous nous focalisons sur la méthode FRACOF, applicable à des panneaux rectangulaires de planchers mixtes acier – béton en situation d'incendie, et que nous souhaitons étendre à des cas de poutres cellulaires.

2. Recherche expérimentale sur les dalles en béton armé

Les travaux de recherche sur l'effet membrane ont débuté dans les années 1920, durant lesquels des essais à la ruine en grandeur réelle ont été menés par Westergaard et Slater sur des planchers appuyés sur leurs quatre côtés [WES 21]. Les auteurs ont observé une redistribution des moments et des contraintes avec l'augmentation de la déformation de la dalle, et une charge ultime nettement supérieure à celle attendue dans certains cas.

Après l'effondrement de l'hôpital de Johannesburg, un essai à la ruine a été mené par Ockleston [OCK 55] au milieu des années 1950. Il s'agit d'un immeuble de 3 niveaux de 10 ans, dont les dalles de plancher mesurent environ $5\text{ m} \times 4\text{ m}$, pour une épaisseur de 135 mm. La ruine de la structure en béton armé s'est produite pour une charge 6 fois supérieure à celle attendue.

Dans les années 1960 et 1970, plusieurs auteurs se sont penchés sur ce mécanisme, en portant leur attention sur des dalles, avec ou sans maintien latéral [WOO 61, PARK 64, PARK 65, SAW 65,

KEM 65, TAY 66, HAY 68, HAY 69, MOY 72]. Des essais de dalles en béton armé à échelle réduite à température ambiante ont mis en évidence une ruine par fissuration sur l'épaisseur de la dalle suivant la petite portée, suite à la rupture des armatures le long des fissures [BAI 01]. L'activation de l'effet membrane est beaucoup plus importante lorsque les bords sont bloqués horizontalement. De plus, ces essais ont montré qu'il est plus économique de disposer plus d'armatures suivant la plus grande dimension d'une dalle rectangulaire dont le ratio de longueur est inférieur ou égal à 3, pour un coefficient d'orthotropie de 0,5 à 2. Pour des ratios de longueur supérieurs à 3, il est plus économique de disposer plus d'armatures suivant la plus petite dimension. Ceci s'explique par le fait que l'effet membrane est plus important pour des dalles à faible ratio de longueur, qu'à grand ratio de longueur, car elles se comportent principalement en flexion dans ce dernier cas [BAI 03].

Afin de vérifier l'activation d'un effet membrane en situation d'incendie, un essai de dalle mixte en grandeur réelle a été mené par le BRE (*Building Research Establishment*). En raison de la vapeur d'eau dégagée à température élevée, un décollement du bac a été observé lors d'essais antérieurs. Afin de simuler un comportement à chaud, le bac a donc été retiré lors de l'essai du BRE, mené à température ambiante. La résistance en traction du bac est donc totalement négligée, ce qui peut conduire à des résultats conservateurs. La ruine de la dalle s'est produite pour un chargement égal au double de la résistance calculée à partir de la théorie des lignes de rupture habituelle, et une large fissure s'est formée au centre de la dalle le long de la petite portée, mettant en évidence l'activation d'un effet membrane.

Les résultats de cette recherche expérimentale ont servi de calibrage à des modèles analytiques de calcul de dalles en béton armé, à températures normale et élevée, présentés ci-après.

3. Recherche théorique sur les dalles en béton armé à température ambiante

3.1. Modèles de Wood, et Kemp

Wood a proposé une méthode pour des dalles circulaires simplement appuyées sur leur bord et chargées uniformément, selon laquelle la ruine est causée par de larges fissures et la rupture des armatures [WOO 61].

Kemp a développé une méthode similaire pour des dalles carrées [KEM 65, TAY 66]. Cette méthode est basée sur une approche de calcul en mécanismes rigides plastiques, et tient compte de l'effet membrane. La résistance de la dalle étant définie comme une fonction de la flèche, l'amplitude des efforts membranaires et des moments des lignes de rupture est évaluée à partir de cette flèche. Kemp note qu'en pratique la charge de ruine est atteinte lors de la rupture des armatures ou de l'écrasement du béton des zones périphériques en compression, sans toutefois définir ce point final de la courbe charge – flèche. Par ailleurs, cette méthode ne tient pas compte de la fissuration centrale de la dalle, surestimant ainsi la résistance de la dalle.

3.2. Modèle de Sawczuk

Cette approche cinématique [SAW 65] considère l'apparition d'une fissure centrale suivant la direction de la plus petite dimension horizontale. Les éléments triangulaires rigides de la dalle sont soumis à des moments plans dus à la variation des efforts membranaires le long des lignes de

rupture (Figure 3.1). La détermination de la résistance des zones rigides en flexion met en évidence la formation de charnières plastiques le long de la ligne centrale de la dalle, ainsi qu'une fissuration suivant la direction de la plus petite dimension horizontale. Cette méthode admet deux modes de fissuration possibles (Figure 3.1), le mode de ruine critique étant caractérisé par deux fissures à l'intersection des lignes de rupture.

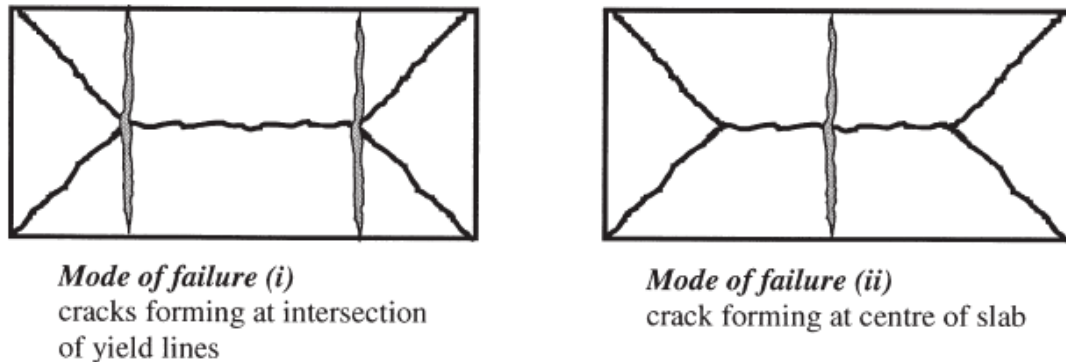


Figure 3.1 : Modes de ruine identifiés par Sawczuk [BAI 01]

3.3. Modèle de Hayes et Taylor

Hayes a noté que l'analyse de Sawczuk implique la présence d'efforts plans aux appuis, ce qui, en réalité, n'est pas possible dans le cas d'appuis simples [HAY 68]. De plus, considérer l'équilibre des moments des zones rigides n'amène à aucune amélioration de la résistance de la dalle. Il a donc développé une solution pour les dalles rectangulaires à ferrailage orthotrope, en supposant également la formation de fissures à l'intersection des lignes de rupture. Les résultats obtenus par Hayes et Taylor sont en corrélation avec ceux de Kemp pour des dalles carrées, et une comparaison avec la méthode de Sawczuk n'a pas montré de différence significative. Par ailleurs, Hayes a noté que la majoration de résistance due à l'effet membrane est une fonction décroissante du ratio de longueur de la dalle ou de l'orthotropie du ferrailage.

Ces études analytiques ont montré que le comportement de ces dalles consiste en un système d'auto-équilibrage : la zone centrale de la dalle est en traction, le ferrailage reprenant les efforts appliqués, ce qui génère un anneau de compression sur le pourtour de la dalle [BAI 02]. Une dalle portant dans un seul sens sans maintien horizontal périphérique en grands déplacements voit ses bords se déplacer vers son centre. Le maintien latéral des bords génère des efforts de traction qui augmentent la résistance mécanique de la dalle [BAI 01]. Par ailleurs, une dalle en béton non maintenue horizontalement mobilise moins d'effet membrane en traction qu'une dalle équivalente en béton armé dont les déplacements latéraux des bords sont bloqués : elle est donc moins résistante.

Le mode de ruine critique de Sawczuk, également repris par Hayes, entre en contradiction avec un nombre important de résultats expérimentaux, dont l'essai mené par le BRE en 2000. De ce fait, Bailey et Moore ont proposé une méthode d'équilibre dérivée de celle de Hayes, et basée sur l'apparition d'une seule fissure au centre de la dalle, mode de ruine couramment observé dans les essais à température ambiante et élevée [BAI 00a, BAI 00b].

A température élevée, la dégradation des propriétés mécaniques des matériaux génère de grands déplacements, favorisant ainsi l'activation de l'effet membrane. Ce mécanisme a donc été étudié à

chaud, conduisant à des méthodes de dimensionnement de dalles de plancher en situation d'incendie, dont la méthode de Bailey adaptée à cette situation accidentelle.

4. Recherche théorique sur les dalles en béton armé à température élevée

Dans ce qui suit, deux méthodes analytiques existantes, développées pour des dalles en situation d'incendie, sont présentées : la méthode de Bailey, base de la méthode FRACOF (cf. §5), et la méthode de Li, dérivée de la précédente.

4.1. Méthode de Bailey

Hayes a noté que l'hypothèse d'un comportement rigide plastique permet uniquement des mouvements de corps rigide. D'autres hypothèses, selon lesquelles les axes neutres sur les lignes de rupture sont des droites, et le bloc de contraintes de compression du béton est rectangulaire, impliquent que les variations des efforts membranaires le long des lignes de rupture deviennent linéaires. Ces hypothèses ont été retenues par Bailey. Cette méthode était à l'origine développée pour des dalles à température ambiante à ferrailage isotrope, puis a été révisée pour prendre en compte un ferrailage orthotrope, ainsi que l'effet de chaînette des solives en acier intermédiaires.

4.2. Méthode de Li

La méthode de Bailey, détaillée en §5, suppose une déformation de la dalle selon la théorie des lignes de rupture. Or, en cas d'échauffement de la dalle, les propriétés mécaniques des armatures et du béton se détériorent, ce qui a pour effet d'augmenter significativement la flèche. Li *et al.* [LI 07, ZHA 08] ont donc proposé un modèle où la dalle en béton est représentée par 4 plaques périphériques rigides en compression, le paraboloïde elliptique central modélisant uniquement le ferrailage en traction (Figure 4.1). Contrairement à Bailey, Li *et al.* ne supposent pas d'écrouissage positif des armatures.

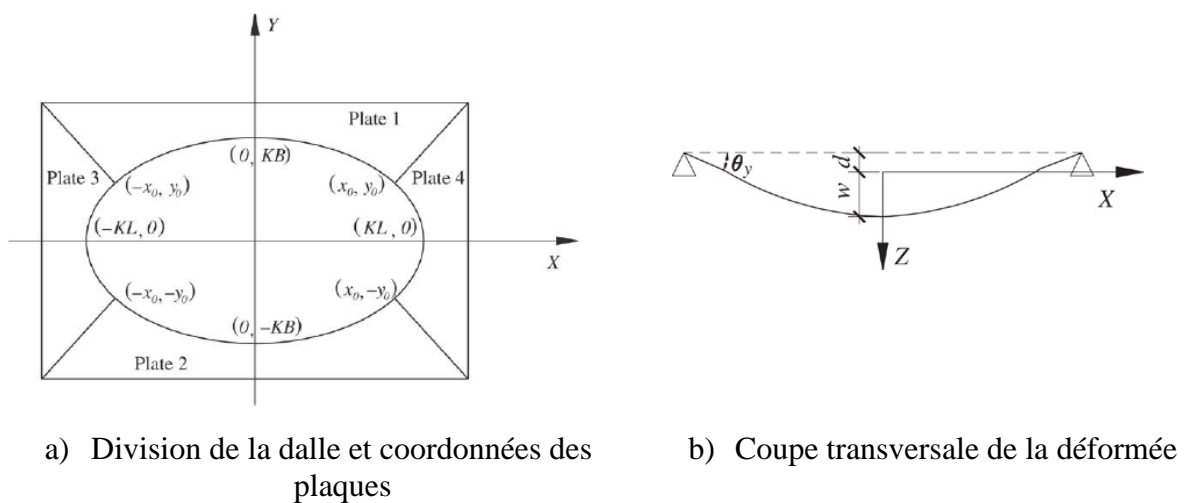


Figure 4.1 : Modèle de Li et al. [LI 07]

Comme Bailey, Li *et al.* considèrent deux modes de ruine possible :

- la fissuration en partie centrale de la dalle ;

Chapitre III : Effet membrane des planchers mixtes

- l'écrasement du béton en périphérie.

Une comparaison des deux méthodes par rapport à des résultats d'essais à température ambiante (Tableau 4.1) est donnée en Tableau 4.2 et Tableau 4.3, avec :

- L : longueur de la plus grande dimension horizontale de la dalle ;
- ℓ : longueur de la plus petite dimension horizontale de la dalle ;
- h : épaisseur de la dalle ;
- Φ_b : diamètre des armatures de ferrailage ;
- d_x : espacement des armatures ;
- f_{sy} : limite d'élasticité des armatures ;
- w : flèche maximale ;
- p : capacité portante de la dalle.

On observe que, même si la méthode de Li *et al.* donne de meilleurs résultats en considérant la flèche maximale admissible, elle tend à fournir des résultats non sécuritaires au regard de la capacité portante de la dalle. De plus, nous ne disposons pas à ce jour de comparaison du modèle de Li avec des essais au feu, ce qui nous amène à ne pas le retenir pour la suite de nos travaux.

Essai n°	Référence	$L \times \ell \times h$ (m \times m \times mm)	Φ_b (mm)	d_x (mm)	f_{sy} (MPa)
1	Sawczuk [SAW 65]	$1,6 \times 1,1 \times 26$	3	30	263
2		$2 \times 1 \times 26$	3	60	263
3	Taylor <i>et al.</i> [TAY 66]	$1,829 \times 1,829 \times 43,6$	4,8	76,2	376
4		$1,829 \times 1,829 \times 37,3$	4,8	63,5	376
5		$1,829 \times 1,829 \times 69$	4,8	122	376

Tableau 4.1 : Caractéristiques des essais

Essai n°	w_{essai} (mm)	w_{Bailey} (mm)	w_{Li} (mm)	$w_{\text{Bailey}} / w_{\text{essai}}$	$w_{\text{Li}} / w_{\text{essai}}$
1	127	25	58,6	0,356	0,461
2	76	31	55	0,187	0,724
3	81	33,5	95,9	0,435	1,184
4	98	33,5	92,8	0,409	0,947
5	84	33,5	103,8	0,372	1,236

Tableau 4.2 : Comparaison des flèches maximales

Essai n°	p_{essai} (mm)	p_{Bailey} (mm)	p_{Li} (mm)	$p_{\text{Bailey}} / p_{\text{essai}}$	$p_{\text{Li}} / p_{\text{essai}}$
1	45,13	45,24	34,4	1,002	0,762
2	17,14	14,21	17,85	0,829	1,041
3	42,9	35,27	41,18	0,829	0,960
4	39,03	40,03	48,75	0,822	1,249
5	38,13	31,22	31,18	1,026	0,818

Tableau 4.3 : Comparaison des charges de ruine

La validation de la méthode de Bailey a été prolongée par la méthode FRACOF (*Fire Resistance Assessment of partially protected Composite Floors*) dans le cadre du projet européen de recherche éponyme [SCI 09]. Cette méthode est applicable à des poutres en acier seul ou mixtes acier – béton provenant de profilés à âme pleine laminés à chaud.

5. Méthode FRACOF pour les planchers mixtes sous incendie

Comparée à sa capacité portante déduite de la théorie des lignes de rupture (cf. Annexe 1), la résistance d'une dalle portant dans deux directions, sur appui simple, sans maintien horizontal, est augmentée par un effet membrane (Figure 5.1) se traduisant par :

- une traction de la zone centrale en grands déplacements ;
- l'augmentation des moments résistants dans la zone périphérique où se développe un anneau de compression.

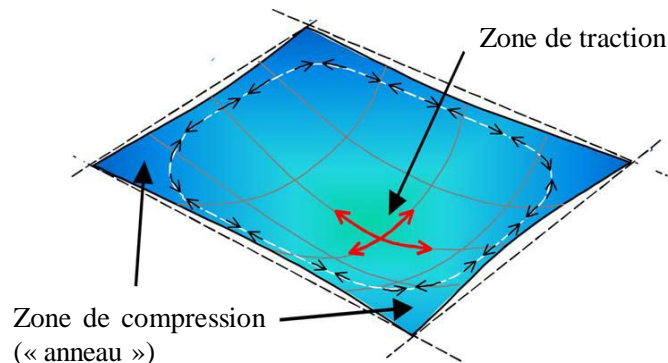


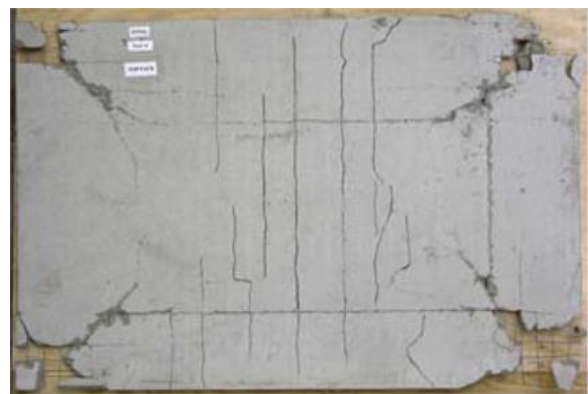
Figure 5.1 : Effet membrane d'une dalle sans maintien latéral [BAI 04a]

De ce fait, la ruine de la dalle a deux origines possibles :

- rupture du ferrailage, si la résistance en compression du béton est supérieure à la résistance des armatures (Figure 5.2.a)) ;
- écrasement du béton en compression aux angles, pour des dalles fortement armées (Figure 5.2.b)).



a) Fissuration centrale (essai à chaud)



b) Ecrasement aux angles (essai à froid)

Figure 5.2 : Mode de ruine d'une dalle non maintenue horizontalement après effet membrane [BAI 07]

La méthode de Bailey et Moore tient compte de ces deux modes de ruine éventuels. Elle s'applique aux dalles à ferrailage isotrope ou non, et repose sur le schéma donné en Figure 5.3.

L'effet membrane est analysé pour la capacité portante de la dalle d'une part, et pour la résistance en flexion des lignes de rupture d'autre part, en déterminant le rapport de la valeur avec et sans activation de ce mécanisme. Les variations de températures dans la dalle sont prises en compte pour déterminer la résistance du ferrailage.

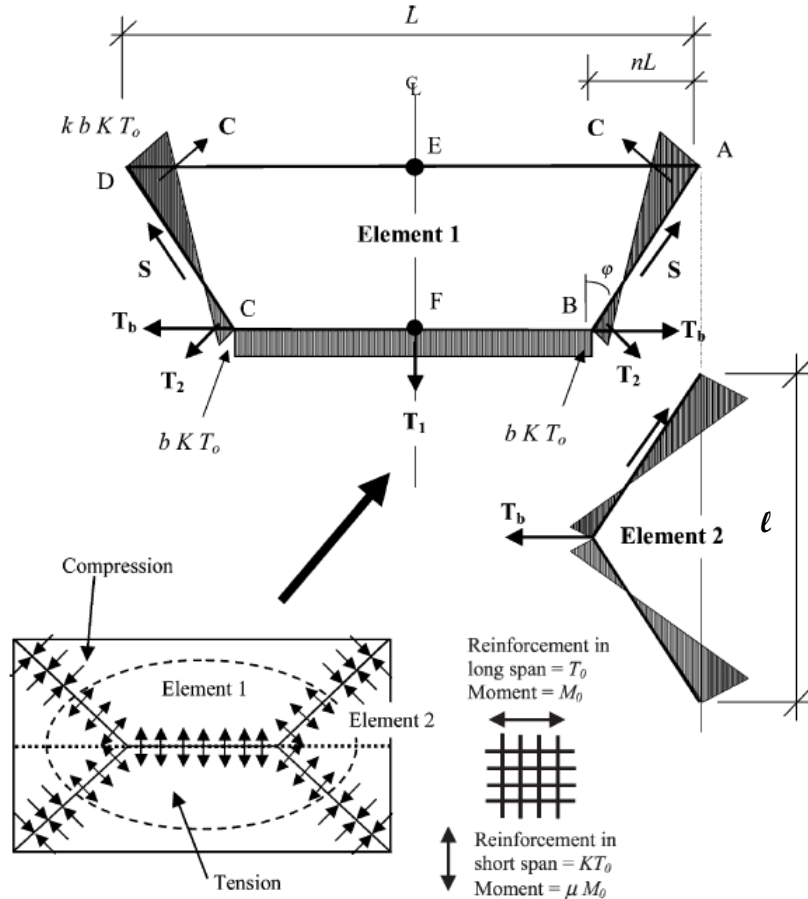


Figure 5.3 : Définition du ferrailage orthotrope et efforts plans sur les lignes de rupture d'une dalle rectangulaire [BAI 04a]

5.1. Résistance de calcul d'une dalle mixte de plancher

Les distributions de température dans une dalle mixte sont déterminées à l'aide d'un modèle de calcul par différences finies. Ce modèle, conforme à l'EN 1994-1-2 [EC4 06], tient compte de la forme exacte de la section transversale de la dalle.

La résistance $q_{fi,Rd,slab}$ de la dalle en situation d'incendie est déterminée en multipliant la capacité portante de base $p_{fi,0}$ par le facteur de majoration e :

$$q_{fi,Rd,slab} = p_{fi,0} \times e \quad (5.1)$$

La capacité portante de base $p_{fi,0}$, déduite de la théorie des lignes de rupture (cf. Annexe 1), est donnée par :

$$p_{fi,0} = 6 \frac{M_{fi,0}}{n^2 a^2 \ell^2} \quad (5.2)$$

où :

- $M_{fi,0}$ est le moment résistant positif en situation d'incendie de la section de dalle sans bac acier par unité de largeur de la plus petite dimension de la zone de calcul ;

$$M_{fi,0} = A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,fi,s} d \frac{3 + (g_0)_2}{4} \quad (5.3)$$

- n est le coefficient définissant le chemin de fissuration (Figure 5.3) ;

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} \left(\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1 \right) \quad (5.4)$$

- a est le ratio de longueur de la zone de calcul, pris égal à L/ℓ ;

avec :

- A_s aire de la section par unité de largeur des barres d'armature longitudinales (suivant la plus grande dimension de la zone de calcul),
- f_{sy,θ_s} niveau de contrainte maximal ou limite d'élasticité efficace de l'acier d'armature à la température θ_s [EC4 06],
- $\gamma_{M,fi,s}$ coefficient partiel pour la résistance des barres d'armature en situation d'incendie, pris égal à 1,0,
- d distance entre le plan médian du treillis d'armatures et la face supérieure de la dalle (Figure 5.4),

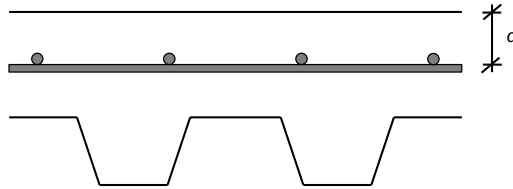


Figure 5.4 : Définition de la distance d

- L plus grande dimension de la zone de calcul,
- ℓ plus petite dimension de la zone de calcul,
- μ coefficient d'orthotropie de la dalle relatif au moment résistant suivant les deux directions orthogonales (égal à 1 pour un treillis d'armature isotrope),

$$\mu = K \frac{3 + (g_0)_1}{3 + (g_0)_2} \quad (5.5)$$

- K rapport de la résistance en traction des barres d'armature par unité de largeur de la plus petite dimension sur la résistance en traction des barres d'armature par unité de largeur de la plus grande dimension de la zone de calcul,
- $(g_0)_1, (g_0)_2$ paramètres définissant les hauteurs utiles des zones comprimées de la dalle en flexion simple (cf. Figure 5.5),

$$(g_0)_1 = 1 - \frac{2KA_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,fi,s}}{0,85 f_c / \gamma_{M,fi,c} d} \quad (5.6)$$

$$(g_0)_2 = 1 - \frac{2A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,fi,s}}{0,85 f_c / \gamma_{M,fi,c} d} \quad (5.7)$$

- f_c résistance de calcul à la compression du béton de la dalle à température normale,
- $\gamma_{M,fi,c}$ coefficient partiel pour la résistance du béton en situation d'incendie, pris égal à 1,0.

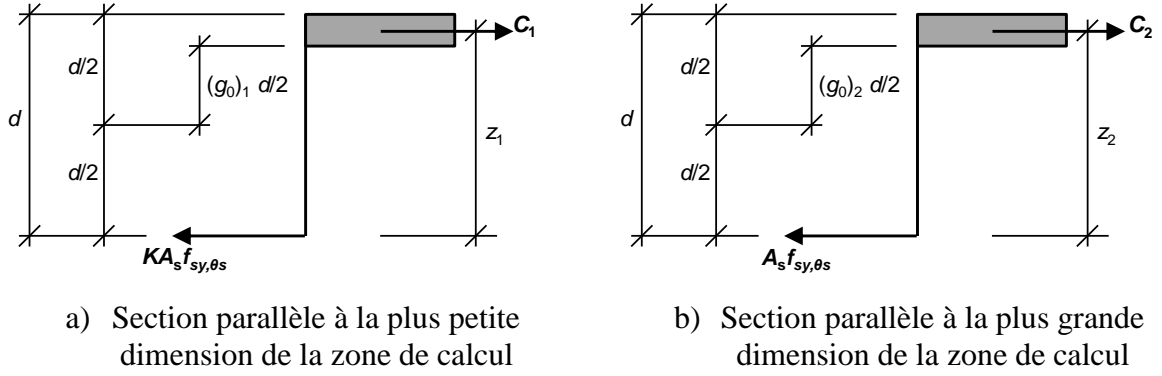


Figure 5.5 : Calcul du moment résistant en flexion par unité de largeur

Le facteur de majoration e est déterminé à partir de l'expression suivante :

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu\alpha^2} \quad (5.8)$$

$$e_i = e_{ib} + e_{im}, \text{ avec } i = 1, 2 \quad (5.9)$$

Les facteurs, e_{1b} et e_{2b} , relatifs à la modification des moments résistants des lignes de rupture due aux efforts membranaires, sont déterminés selon les relations suivantes :

$$e_{1b} = 2n \left(1 + \alpha_1 b \frac{k-1}{2} - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right) + (1-2n) (1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) \quad (5.10)$$

$$e_{2b} = 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1) \quad (5.11)$$

où :

$$\alpha_i = \frac{2(g_0)_i}{3 + (g_0)_i}, \text{ avec } i = 1, 2 \quad (5.12)$$

$$\beta_i = \frac{1 - (g_0)_i}{3 + (g_0)_i}, \text{ avec } i = 1, 2 \quad (5.13)$$

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2 + 1} + 1 \quad (5.14)$$

$$b = \min \left\{ \frac{\ell^2}{8K(A+B+C-D)}, \frac{1}{kKA_s f_{sy,\theta s} / \gamma_{M,f\bar{i},s}} \left(0,85 \frac{f_c}{\gamma_{M,f\bar{i},c}} \times 0,45d - A_s \frac{f_{sy,\theta s}}{\gamma_{M,f\bar{i},s}} \frac{K+1}{2} \right) \right\} \quad (5.15)$$

avec :

$$A = \frac{1}{2(1+k)} \left[\frac{\ell^2}{8n} - \left(\frac{1-2n}{2n} + \frac{1}{3(1+k)} \right) ((nL)^2 + (\ell/2)^2) \right]$$

$$B = \frac{k^2}{2(1+k)} \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} ((nL)^2 + (\ell/2)^2) \right]$$

$$C = \frac{\ell^2}{16n} (k-1)$$

$$D = \frac{L^2}{8} (1 - 2n)^2$$

Les facteurs, e_{1m} et e_{2m} , relatifs à la contribution de l'effet membrane, sont déterminés à partir des expressions suivantes :

$$e_{1m} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \frac{w}{d} \left((1 - 2n) + n \frac{(2 + 3k - k^3)}{3(1 + k)^2} \right) \quad (5.16)$$

$$e_{2m} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \frac{w}{d} \frac{(2 + 3k - k^3)}{6(1 + k)^2} \quad (5.17)$$

où w est la flèche utilisée pour le calcul des facteurs e_{1m} et e_{2m} .

La valeur de flèche w pour la prise en compte de l'effet membrane de la dalle est calculée à partir de l'expression suivante :

$$w = \min \left\{ \frac{\alpha(\theta_2 - \theta_1)\ell^2}{19,2h} + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0,5f_{sy}}{E_a} \right) \frac{3L^2}{8}}, \frac{\ell}{30} \right], \frac{L + \ell}{30} \right\} \quad (5.18)$$

où :

- θ_1 est la température de la face non exposée de la dalle ;
- θ_2 est la température de la face exposée de la dalle ;
- h est l'épaisseur « moyenne » de la dalle ;
- f_{sy} est la limite élastique du treillis d'armature à température normale ;
- E_a est le module d'élasticité de l'acier à température normale ;
- α est le coefficient de dilatation thermique du béton pris égal à :
 - $1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour un béton de masse volumique courante,
 - $0,8 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour un béton léger.

5.2. Extension aux systèmes mixtes

Le dimensionnement au feu d'un bâtiment repose souvent sur une vérification individuelle des éléments structuraux. Le comportement individuel des éléments de la structure est déterminé à partir d'essais au feu à petite échelle, au cours desquels la température du four suit la courbe de feu normalisée ISO 834, pour avoir une idée de leur comportement lors d'un incendie réel. Une telle approche ne tient donc compte ni des interactions possibles entre les différents éléments de la structure, ni de la variation de température lors d'un véritable incendie : elle ne permet pas de prévoir le comportement réel d'un bâtiment à température élevée.

Ainsi, par mesure de sécurité, une protection est généralement appliquée à tous les éléments en acier susceptibles d'être exposés au feu. Cette protection peut se faire par caisson, matériau projeté, peinture intumescente, ou encore en recouvrant les éléments en acier de béton, matériau à faible conductivité thermique. L'emploi de béton comme matériau de protection présente toutefois un double inconvénient : d'une part, la construction dure plus longtemps, et le poids de la structure augmente sensiblement d'autre part. Ceci peut tout de même être évité en ne protégeant que les éléments intérieurs au bâtiment, qui en assurent la stabilité, avec un autre matériau.

Les essais de Cardington [LEN 96a, LEN 96b, SCI 09] ont montré que les poutres en acier peuvent ne pas être protégées, à condition que les poteaux le soient, ces derniers servant d'appui vertical aux

Chapitre III : Effet membrane des planchers mixtes

planchers : malgré des flèches importantes, et des températures de poutre supérieures à 1 150 °C, aucun effondrement n'a été observé, les dégâts matériels étant limités au(x) compartiment(s) en feu. Ce constat a mis en évidence l'activation de l'effet membrane sur les dalles de plancher, effet très utile en situation accidentelle - explosion ou incendie - caractérisée par de grands déplacements, si l'étanchéité du compartiment concerné est assurée [BAI 02, BAI 04a, SCI 09, LAM 06].

Comme nous l'avons vu plus haut, cet effet peut se manifester sur une dalle portant dans deux directions, en appui simple sans maintien horizontal. Il nécessite un dimensionnement ne permettant pas de rotule plastique dans les poutres périphériques. Un plancher peut alors être divisé en panneaux rectangulaires dont seules les quatre poutres périphériques sont protégées (Figure 5.6). Sachant toutefois que cet effet peut être optimisé si les déplacements horizontaux du périmètre de la dalle sont bloqués, on peut admettre que ce maintien horizontal est assuré si le bord de la dalle coïncide avec celui d'un bâtiment ou une canalisation, ou encore en considérant la continuité du ferrailage entre panneaux adjacents. Cependant, l'importance des moments négatifs au niveau des appuis verticaux risque de rompre le ferrailage dans ces zones. C'est pourquoi la méthode de Bailey étendue à des systèmes mixtes ne tient compte d'aucun maintien latéral, par mesure de conservatisme [BAI 04a].

L'estimation de la résistance mécanique au feu d'une poutre en acier est souvent basée sur un comportement en flexion. Or, la présence d'un maintien longitudinal aux extrémités peut nettement modifier ce comportement : des efforts de traction se développent dans la poutre dont la résistance est alors directement liée à la flèche, et non plus limitée par les propriétés mécaniques de l'acier qui diminuent à mesure que la température augmente : cet effet de chaîne, auquel s'apparente l'effet membrane, contribue à justifier la non-protection de certaines poutres [LIU 01, YIN 05a, YIN 05b, WAN 06].

Bien que la méthode FRACOF tienne compte du degré réel de connexion entre la dalle et les poutres métalliques, la méthode de Bailey suppose une connexion complète entre la dalle et la/les solive(s) non-protégée(s) : les efforts de traction d'une poutre non-protégée peuvent être intégralement transmis à la dalle par les goujons. De plus, les efforts de traction de la poutre sont équilibrés par l'anneau de compression périphérique de la dalle : on ne compte donc pas sur les assemblages d'extrémité pour résister à ces efforts de traction.

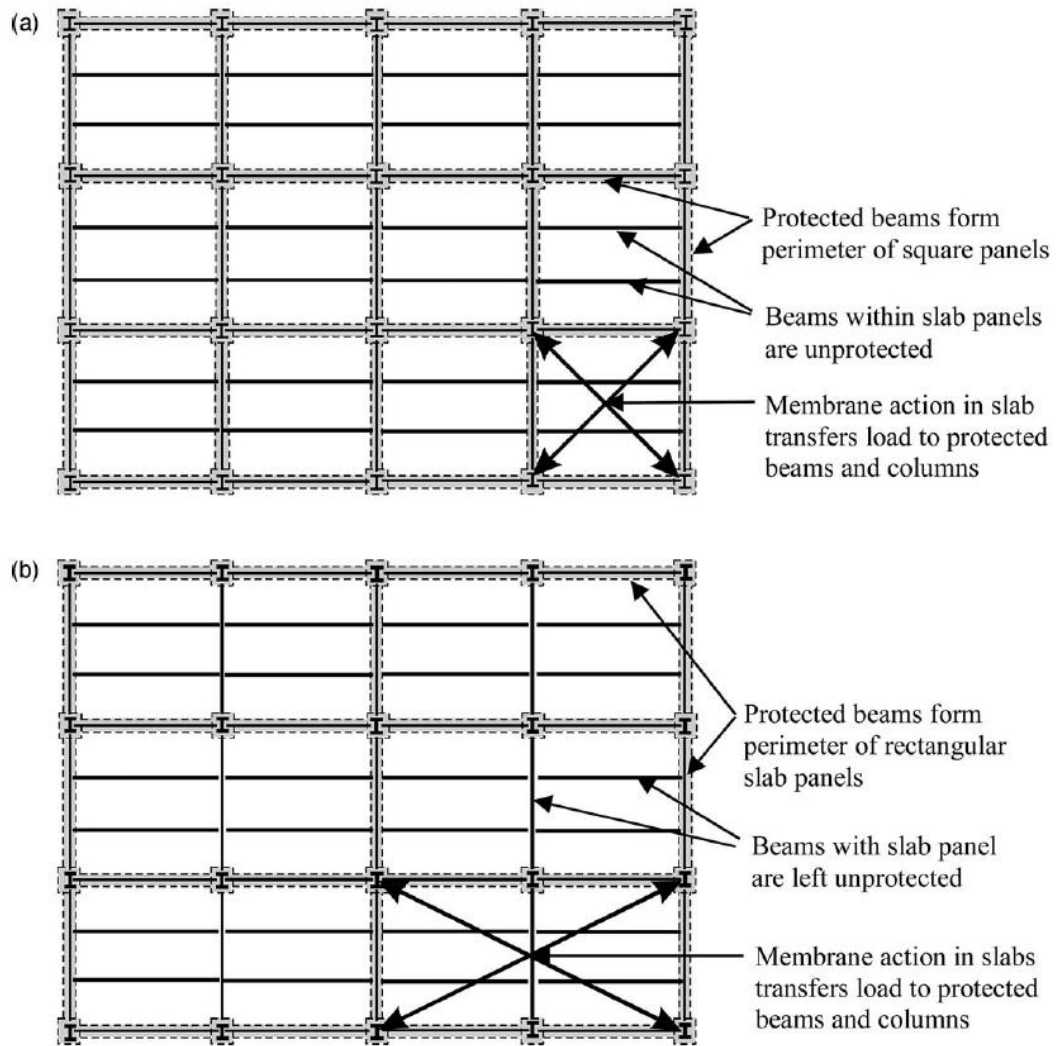


Figure 5.6 : Division d'un plancher en panneaux [BAI 04a]

(a) *Panneaux carrés* ; (b) *Panneaux rectangulaires*

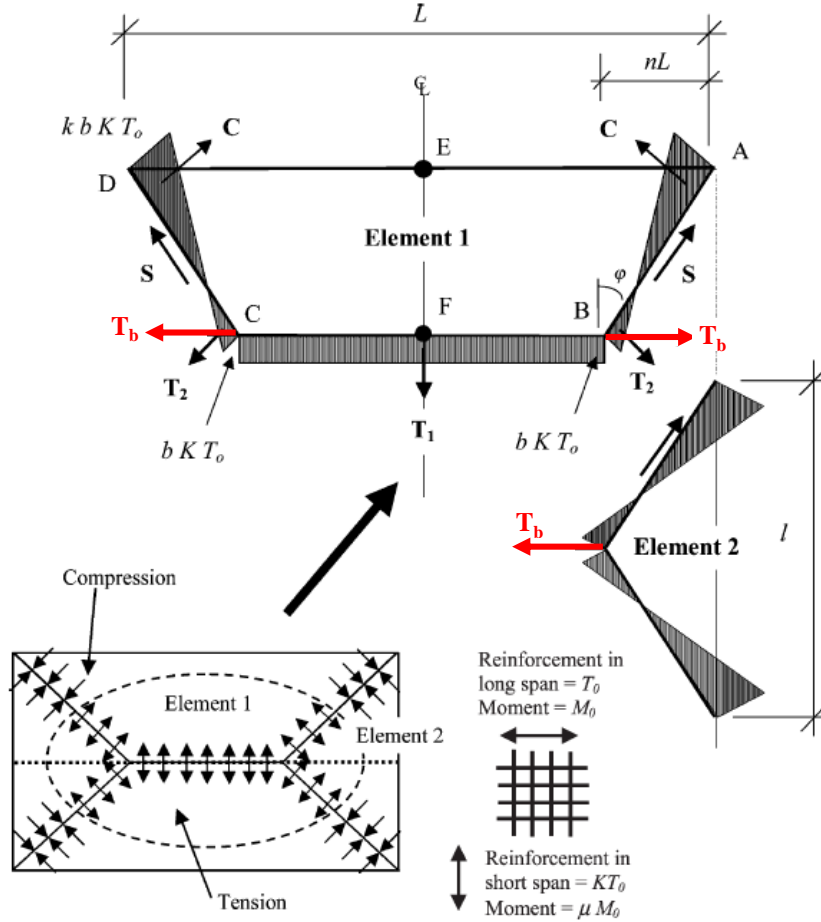


Figure 5.7 : Efforts plans du système dalle - poutre [BAI 04a]

L'extension de la méthode de Bailey prend en considération la contribution du comportement en chaînette des solives non-protégées à température élevée. En notant T_b la résistance en traction de la poutre en acier à température élevée (Figure 5.7), le facteur de majoration e_{2m} de la capacité portante est défini par :

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 \ell + M_{fi,Rd}} = \frac{w}{T_0 d_2 \ell \frac{3 + (g_0)_2}{4} + M_{fi,Rd}} \left[KT_0 \ell b \frac{2 + 3k - k^3}{6(1+k)^2} + T_b \right] \quad (5.19)$$

où $M_{fi,Rd}$ est le moment résistant de la poutre en acier à température élevée. L'expression des autres facteurs de majoration restant inchangée, le facteur de majoration global peut être défini par :

$$e_{sys} = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} \quad (5.20)$$

Toutefois, la résistance en traction de la poutre métallique n'a pas été retenue dans la méthode FRACOF. L'expression de e_{2m} est donc conforme à l'Equation (5.17), et le moment $M_{fi,Rd}$ est plutôt utilisé pour déterminer la résistance additionnelle $p_{fi,Rd,ub}$ du plancher apportée par les solives mixtes non-protégées en flexion. Les températures atteintes par la section en acier des solives non-protégées sont déterminées en considérant un échauffement uniforme. Le facteur de massivité est égal à celui de la semelle inférieure.

Dans le cas général, cette contribution des solives est donnée par l'Equation (5.21) :

$$P_{fi,Rd,ub} = \frac{8}{L^2} \min_{j=1, n_{ub}} \left(\frac{M_{fi,Rd,j}}{b_j} \right) \quad (5.21)$$

où :

- n_{ub} est le nombre total de poutres mixtes non-protégées dans la zone de calcul ;
- $M_{fi,Rd,j}$ est le moment résistant positif de la poutre mixte non-protégée j , calculé conformément à l'EN 1994-1-2 [EC4 06] ;
- b_j est largeur de chargement de la dalle pour la poutre mixte non-protégée (cf. Figure 5.8), déterminée par l'expression suivante :

$$b_j = \frac{s_{j-1} + s_j}{2} \quad (5.22)$$

s_j étant la portée de la dalle de part et d'autre de la poutre j (Figure 5.8).

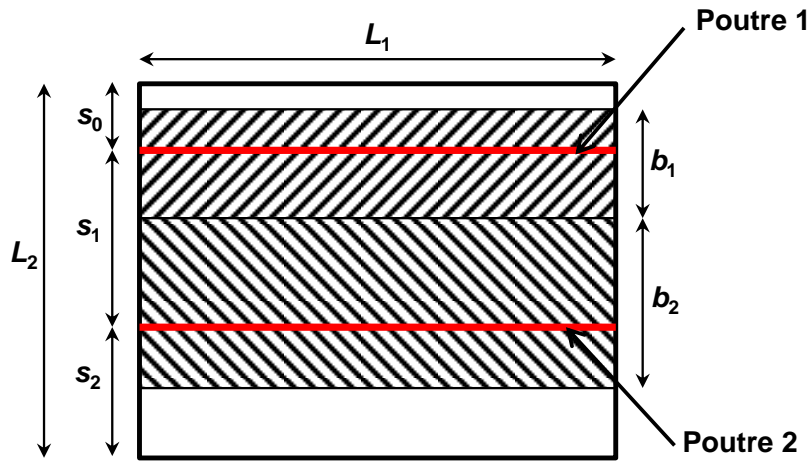


Figure 5.8: Disposition générale d'un plancher mixte ($n_{ub} = 2$)

Lorsque les n_{ub} poutres mixtes internes non-protégées sont identiques et que ces poutres et les deux poutres périphériques qui y sont parallèles sont régulièrement espacées, la capacité portante du plancher de la zone de calcul $p_{fi,Rd,ub}$ due à la contribution de ces poutres est définie par :

$$P_{fi,Rd,ub} = \frac{8M_{fi,Rd}}{L_1^2} \frac{1+n_{ub}}{L_2} \quad (5.23)$$

où :

- $M_{fi,Rd}$ est le moment résistant positif d'une solive intérieure non-protégée ;
- n_{ub} est le nombre de solives intérieures non-protégées ;
- L_1 est la portée des solives ;
- L_2 est la portée des poutres principales.

En additionnant les Equations (5.1) et (5.21) , la résistance totale du plancher mixte devient alors :

$$P_{fi,Rd} = e \times P_{fi,0} + P_{fi,Rd,ub} \quad (5.24)$$

où $p_{fi,0}$ est la capacité portante de la dalle selon la théorie des lignes de rupture (Equation (5.2)).

5.2.1. Moment sollicitant des poutres périphériques

Les poutres périphériques doivent assurer le maintien de la dalle pendant toute la durée d'exposition au feu considérée, leur moment résistant devant donc être supérieur à leur moment sollicitant. Selon la méthode FRACOF, ce dernier est déterminé avant l'activation d'un effet membrane, dès la formation d'une rotule plastique dans les poutres non-protégées. Pour cela, un chemin de fissuration alternatif est considéré, en admettant une ligne de rupture reliant soit les charnières plastiques des solives, soit les charnières plastiques des poutres principales.

5.2.1.1. Solives

La dalle est supposée se plier le long d'une ligne de rupture parallèle aux poutres principales (traits interrompus de la Figure 5.9). Puisque seules les solives sont étudiées dans ce cas, on suppose que les poutres principales fournissent un appui vertical à la dalle, et que cette dernière peut donc tourner autour de deux axes de rotation correspondant aux poutres principales (traits mixtes noirs de la Figure 5.9). Deux configurations sont envisagées :

- les deux solives périphériques sont des poutres de rive ;
- une seule des deux solives périphériques est une poutre de rive.

L'application du principe des travaux virtuels permet de déterminer le moment appliqué à chacune des solives $M_{fi,Ed,b,1}$ pour chaque configuration. Par mesure sécuritaire, la méthode admet que la valeur de ce moment est la même dans le cas d'une seule poutre de rive que dans celui de deux poutres intérieures. Les détails du calcul sont donnés en Annexe 2.

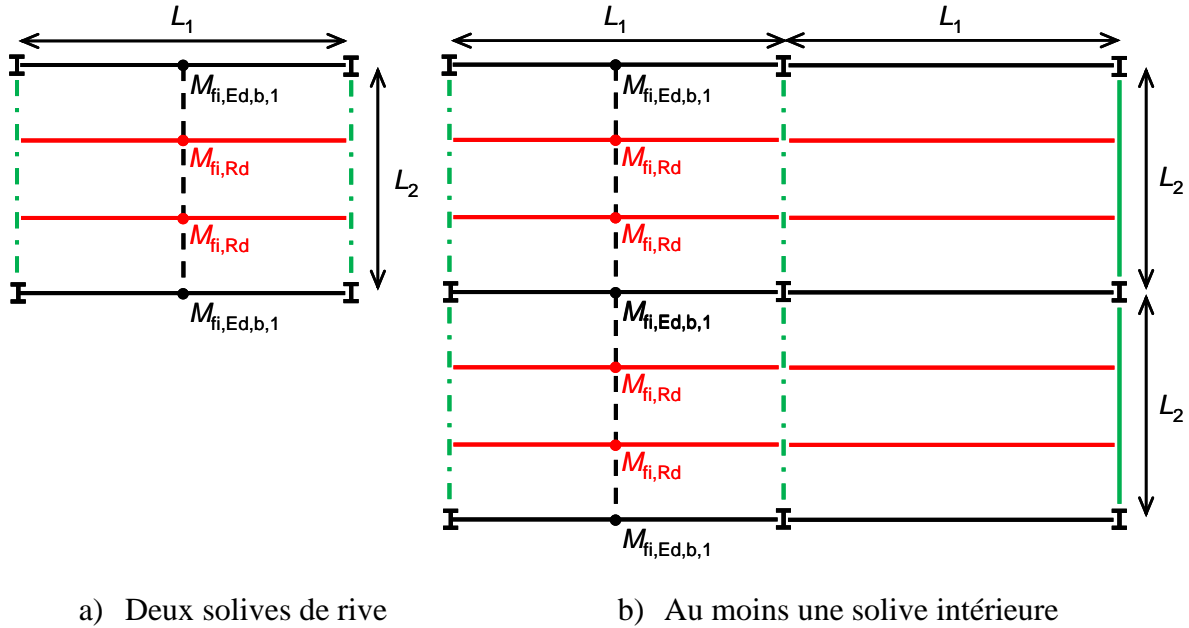


Figure 5.9 : Configurations étudiées pour le calcul des solives périphériques

Le moment appliqué en situation d'incendie sur chacune des deux solives périphériques $M_{fi,Ed,b,1}$ est déterminé à partir de l'expression suivante :

$$M_{fi,Ed,b,1} = \frac{q_{fi,Ed} L_1^2 L_2 - 8 \left(M_{fi,0} \left(L_2 - \sum_{j=1}^{n_{ub}} b_{eff,ub,j} - \sum_{i=1}^2 b_{eff,1,i} \right) + \sum_{j=1}^{n_{ub}} M_{fi,Rd,j} \right)}{c_M} \quad (5.25)$$

Chapitre III : Effet membrane des planchers mixtes

où :

- $q_{fi,Ed}$ est la charge appliquée en situation d'incendie ;
- $b_{eff,1,i}$ est la largeur participante de la solive périphérique i , déterminée conformément à l'EN 1994-1-1 [EC5 05], et de valeur nulle pour une solive en acier seul ;
- $b_{eff,ub,j}$ est la largeur participante de la solive mixte non-protégée j ;
- c_M est un coefficient lié au nombre de solive(s) périphérique(s) de rive :
 - $c_M = 16$ lorsque les deux solives périphériques et parallèles d'une zone de calcul font partie des solives de rive du plancher,
 - $c_M = 12$ sinon.

Lorsque les n_{ub} poutres mixtes internes non-protégées sont identiques, et que toutes les solives sont régulièrement espacées, le moment appliqué en situation d'incendie sur chacune des deux solives périphériques $M_{fi,Ed,b,1}$ est déterminé à partir de l'expression suivante :

$$M_{fi,Ed,b,1} = \frac{q_{fi,Ed} L_1^2 L_2 - 8 \left(M_{fi,0} \left(L_2 - n_{ub} b_{eff,ub} - \sum_{i=1}^2 b_{eff,1,i} \right) + n_{ub} M_{fi,Rd} \right)}{c_M} \quad (5.26)$$

où :

- $M_{fi,Rd}$ est le moment résistant positif d'une des poutres mixtes non-protégées ;
- $b_{eff,ub}$ est la largeur participante des solives mixtes non-protégées.

5.2.1.2. Poutres principales

Les poutres principales sont traitées de façon analogue. La ligne de rupture relie leurs charnières plastiques, et la dalle peut tourner autour de deux axes de rotation correspondant aux solives (Figure 5.10).

Le moment appliqué en situation d'incendie sur chacune de deux poutres principales $M_{fi,Ed,b,2}$ est déterminé à partir de l'expression suivante :

$$M_{fi,Ed,b,2} = \frac{q_{fi,Ed} L_1 L_2^2 - 8 \mu M_{fi,0} \left(L_1 - \sum_{i=1}^2 b_{eff,2,i} \right)}{c_M} \quad (5.27)$$

où :

- $b_{eff,2,i}$ est la largeur participante de la poutre principale i , déterminée conformément à l'EN 1994-1-1 [EC5 05], et de valeur nulle pour une solive en acier seul ;
- c_M est un coefficient lié au nombre de poutre(s) principale(s) de rive :
 - $c_M = 16$ lorsque les deux poutres principales périphériques et parallèles d'une zone de calcul font partie des poutres principales de rive de plancher,
 - $c_M = 12$ sinon.

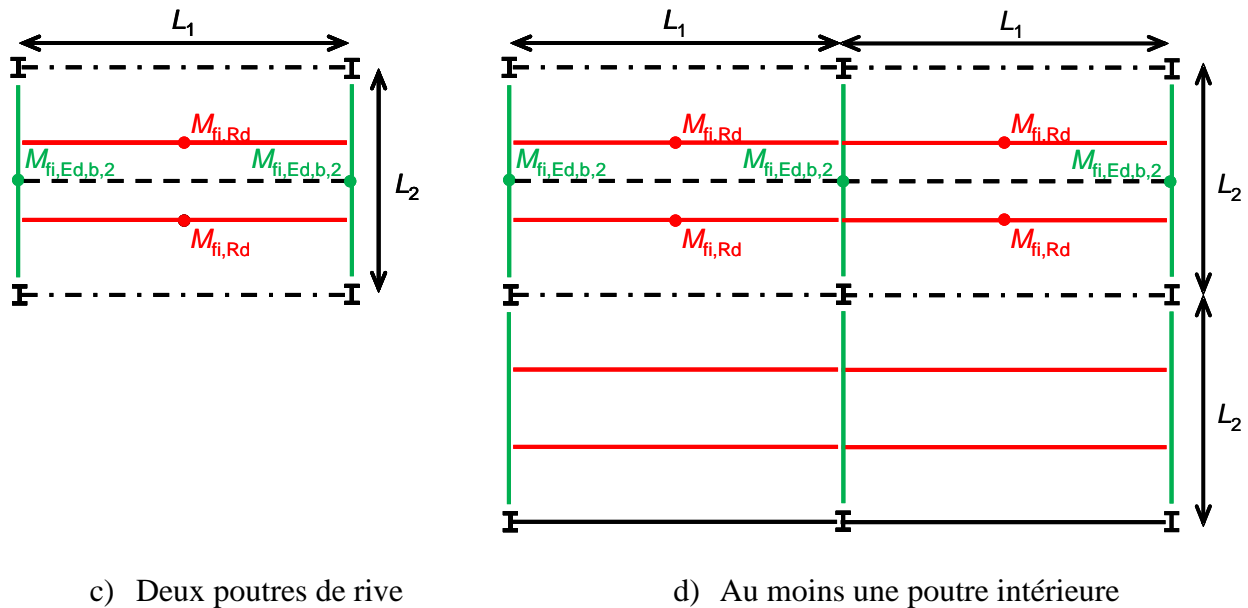


Figure 5.10 : Configurations étudiées pour le calcul des poutres principales

La détermination du moment résistant appliqué à chaque poutre protégée permet d'en déduire le niveau de chargement, puis la température critique. Il revient donc au concepteur de déterminer l'épaisseur de protection à appliquer sur chacune de ces poutres en fonction du choix de matériau de protection.

6. Analyse critique de la méthode FRACOF

La méthode FRACOF est essentiellement basée sur la méthode développée par Bailey pour le calcul de dalles en béton armé en appui simple soumises à un chargement uniforme à température élevée [SCI 09]. Elle part donc de la théorie des lignes des ruptures pour déterminer la majoration de la résistance d'un plancher mixte en tenant compte de l'activation de l'effet membrane en situation d'incendie. L'appui vertical de la dalle étudiée est assuré en considérant que les quatre poutres périphériques sont protégées, tandis qu'aucune protection n'est appliquée aux solives intermédiaires.

A partir de données telles que :

- les dimensions de la dalle mixte, des sections en acier, et du ferrailage ($\geq 100 \text{ mm}^2/\text{m}$) ;
- les résistances caractéristiques des matériaux ;
- le degré de connexion de chaque poutre périphérique et intermédiaire ;
- la charge mécanique uniformément répartie ;

le plancher est vérifié pour une durée d'exposition choisie, en appliquant les coefficients de pondération de charge des Eurocodes. La méthode inclut un calcul détaillé de l'échauffement de la dalle à partir de la courbe de température choisie (ISO, paramétrique, ou définie par l'utilisateur), en utilisant les lois de comportement thermiques et thermo-mécaniques de l'acier et du béton définies dans les Eurocodes appropriés. L'analyse est effectuée toutes les 2,5 secondes, pendant toute la durée d'exposition du plancher, qu'il soit suffisamment résistant ou non. La ruine est admise lorsque la résistance mécanique est inférieure au chargement mécanique appliqué.

Nous avons tout de même relevé quelques aspects de cette méthode qui restent discutables, notamment vis-à-vis des normes européennes. Ces aspects, explicités dans les paragraphes suivants, concernent aussi bien le calcul de l'échauffement de l'acier et du béton que l'analyse mécanique du système mixte

6.1. Intersection des lignes de rupture

La détermination du coefficient n définissant l'orientation des lignes de rupture ne tient pas compte de l'orthotropie du ferrailage, contrairement à la théorie de Johansen (cf. Annexe 1) :

$$n = \frac{1}{2a} \left(\sqrt{3 + \frac{1}{a^2}} - \frac{1}{a} \right) \quad (6.1)$$

Cette modification n'a certes aucun impact sur des dalles à ferrailage isotrope, mais pourrait influencer les résultats du calcul en cas d'écart important entre les sections d'armature par mètre linéaire dans les deux directions de portée.

6.2. Résistance ultime des armatures

La résistance ultime du ferrailage est estimée en admettant qu'elle est de 10 % supérieure à la limite d'élasticité, conformément à la méthode de Bailey (cf. Annexe 2). Bien que cette hypothèse repose sur une calibration par rapport à des résultats expérimentaux, elle est difficilement admissible d'un point de vue mécanique, ainsi que par les codes de dimensionnement. De plus, elle conduit à une surestimation de la résistance du plancher, fournissant ainsi des résultats non sécuritaires.

6.3. Conductivité thermique du béton NC

La conductivité thermique du béton NC (masse volumique courante) est constamment définie par la limite supérieure donnée dans les Eurocodes. Or, conformément à l'EN 1994-1-2, « la valeur de la conductivité thermique peut être fixée par l'Annexe Nationale dans le domaine défini par les limites inférieure et supérieure », soit en France :

$$\begin{aligned} \lambda_{NC} &= 2 - 0,2451 \frac{\theta_c}{100} + 0,0107 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 && \text{pour } 20^\circ\text{C} < \theta_c \leq 140^\circ\text{C} \\ \lambda_{NC} &= -0,02604\theta_c + 5,324 && \text{pour } 140^\circ\text{C} < \theta_c \leq 160^\circ\text{C} \\ \lambda_{NC} &= 1,36 - 0,136 \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 && \text{pour } \theta_c > 160^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (6.2)$$

Le béton NC de la méthode FRACOF est donc thermiquement plus conducteur et s'échauffe plus vite, d'où une accélération de sa dégradation mécanique et des résultats plus pessimistes que ceux obtenus en suivant l'Annexe Nationale française.

6.4. Échauffement d'une section en acier non-protégée

L'échauffement des sections en acier non-protégées est calculé uniquement à partir de l'épaisseur t_f de la semelle inférieure, en négligeant le moindre effet d'ombre :

$$\Delta\theta_a = \frac{2}{t_f} \frac{1}{c_a \rho_a} (\dot{h}_{net,r} + \dot{h}_{net,c}) \Delta t \quad (6.3)$$

où :

- c_a et ρ_a représentent la chaleur spécifique et la masse volumique de l'acier respectivement ;
- $\dot{h}_{net,r}$ et $\dot{h}_{net,c}$ représentent les flux radiatif et convectif respectivement ;
- Δt représente l'incrément de temps.

Toutefois, selon l'EN 1994-1-2, cet échauffement peut être déterminé en divisant la section métallique en 3 parties (semelle inférieure, âme et semelle supérieure). Le facteur de massivité de chaque partie est calculé à partir des dimensions de la section, ce qui entraîne un échauffement non uniforme de la section. La méthode FRACOF n'est donc sur ce point pas conforme aux normes européennes.

6.5. Calcul du critère de flèche

Le critère de flèche par gradient thermique est calculé à partir d'un gradient thermique ($\theta_2 - \theta_1$) sur l'épaisseur de la dalle (Equation (5.18)). En observant la Figure 6.1, on constate que pour un bac trapézoïdal, la température θ_2 est obtenue à partir de 2 mailles rouges interceptées par l'un des axes de symétrie du bac. En revanche, pour un bac rentrant, les mailles retenues pour le calcul de θ_2 sont légèrement décalées vers la nervure (mailles rouges), ce qui peut sembler incohérent.

De plus, pour un type de bac donné, le nombre de mailles sur la hauteur et la largeur de l'âme du bac a une valeur fixe quelles que soient les dimensions du bac : 8×8 mailles pour un profil trapézoïdal et 5×5 pour un profil rentrant. Sachant que la hauteur des mailles les plus hautes et les plus basses est fixée à 2 mm quelle que soit la section étudiée, la variation de la taille des mailles dans la zone de la nervure d'une dalle mixte à une autre peut remettre en question la qualité du maillage, et donc le champ de température calculé.

Par ailleurs, l'épaisseur de dalle h utilisée ne peut être justifiée selon les Eurocodes. En effet, l'EN 1994-1-2 définit une épaisseur efficace de dalle (cf. Chapitre II) à considérer lors d'une analyse mécanique à température élevée, et dont l'utilisation serait plus justifiable.

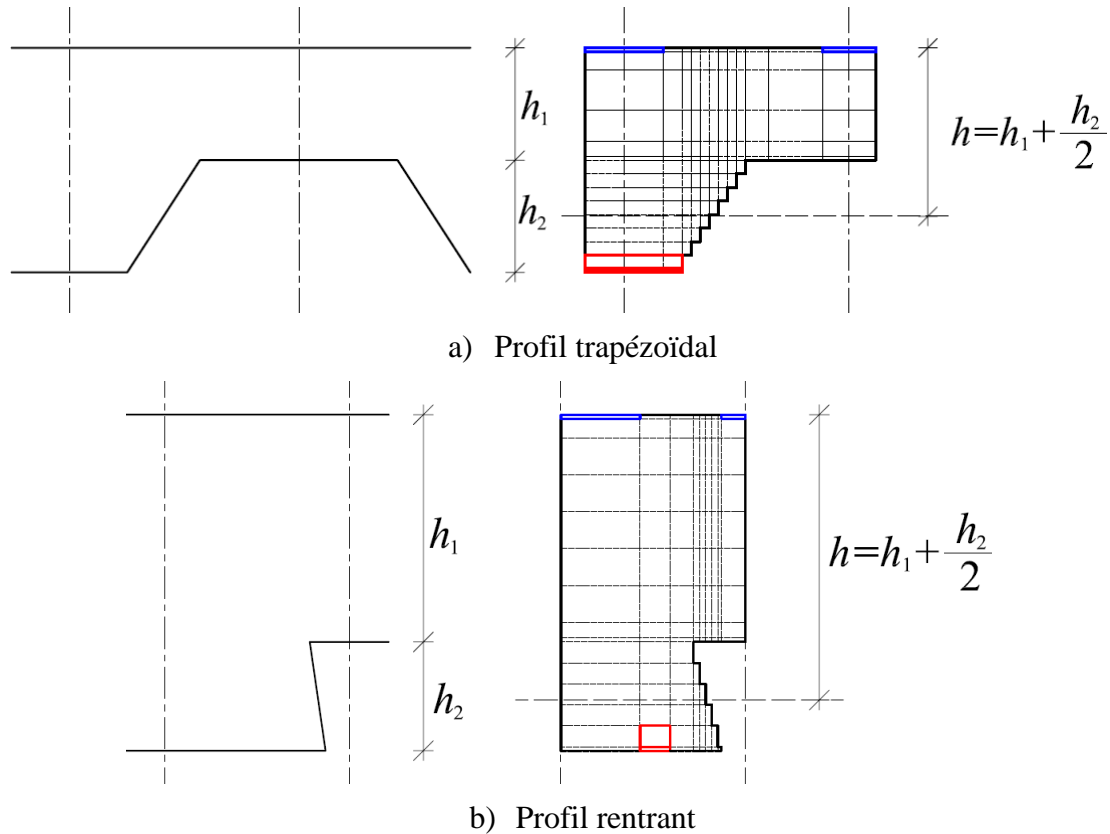


Figure 6.1 : Discretisation d'une section de dalle mixte selon la méthode FRACOF

6.6. Vérification des poutres périphériques

Le calcul du moment appliqué aux poutres périphériques, expliqué en §5.2.1, est basé sur la charge uniforme p dont la valeur est égale au maximum de la charge pondérée en situation d'incendie et de la capacité portante du système dalle/poutre(s). Si elles sont correctement dimensionnées, l'appui périphérique de la dalle est donc assuré, que celle-ci puisse reprendre le chargement mécanique ou non. Dans le cas où la résistance de la dalle est insuffisante, un redimensionnement de cette dernière pour augmenter sa capacité portante peut donc conduire à un surdimensionnement inutile des poutres périphériques basé sur la résistance de la dalle.

De plus, le moment appliqué aux solives dépend de la longueur efficace de la ligne de rupture alternative, déduite de la largeur participante de la dalle des solives non-protégées. Or, ces dernières ne sont considérées comme mixtes que si la contrainte de compression équivalente dans la dalle est supérieure à 8 MPa, sans justification aucune sur ce choix.

Dans ce qui suit, nous nous intéressons à l'influence de la modification partielle de la méthode, concernant :

- le coefficient n ;
- la résistance ultime de l'acier d'armatures f_{su} ;
- la conductivité thermique du béton λ_{NC} ;
- la température de la section en acier non-protégée θ_a ;
- l'épaisseur de dalle utilisée pour le critère de flèche h ;
- la température de la face inférieure de la dalle θ_2 ;
- le caractère mixte des solives non-protégées.

6.7. Etude paramétrique

Pour vérifier l'influence de ces modifications, nous allons reprendre l'étude paramétrique menée au CTICM dans le cadre du projet FRACOF, visant à comparer cette méthode à un modèle éléments finis [SCI 09].

6.7.1. Paramètres

L'étude paramétrique porte sur des dalles mixtes constituées d'un bac collaborant de type Cofraplus 60, et dont la résistance est vérifiée pour différentes durées d'exposition à un feu ISO : 30 min, 60 min, 90 min et 120 min. L'épaisseur totale h de chaque dalle est choisie pour satisfaire le critère d'isolation thermique I . Quelle que soit cette épaisseur, les mêmes poutres métalliques sont utilisées pour des portées $L \times \ell$ et une charge mécanique données.

Les caractéristiques des poutres et du ferrailage sont données en Tableau 6.1 à Tableau 6.4, où :

- P1 représente la poutre principale ;
- P2 représente la solive ;
- η est le degré de connexion d'une poutre ;
- A_s représente la section d'armatures par mètre linéaire de portée en mm^2 .

Chaque panneau est considéré comme situé à l'angle du bâtiment : il y a donc une poutre principale et une solive périphérique intérieures, et une poutre principale et une solive périphérique de rive.

Sauf indication contraire, les profilés métalliques sont réalisés à partir d'un acier S355, alors que la dalle est constituée d'un béton de classe C30/37. L'acier d'armatures est de nuance S500.

Le chargement mécanique est composé :

- d'une charge permanente G (poids propre + $1,25 \text{ kN/m}^2$) ;
- d'une charge variable Q de $2,5 \text{ kN/m}^2$ ou 5 kN/m^2 .

Nous portons l'attention sur le critère de flèche, la capacité portante du plancher, et la température critique des poutres périphériques.

La flèche de calcul est liée aux dimensions géométriques de la dalle, au coefficient de dilatation thermique du béton et au gradient thermique dans l'épaisseur du béton. S'agissant d'un bac à profil trapézoïdal, la modification de θ_2 n'a aucun impact dans cette étude paramétrique. Ainsi, parmi les modifications apportées à la méthode, seules la conductivité thermique du béton et l'épaisseur de dalle utilisée peuvent jouer sur la valeur de la flèche.

La capacité portante $p_{fi,Rd}$ dépend nécessairement de la résistance de l'acier (poutres et armatures) et du béton, et sera donc affectée par la modification des propriétés thermo-mécaniques des matériaux. Le ferrailage de la dalle étant isotrope dans tous les cas étudiés, le coefficient n ne doit avoir aucun impact sur les calculs.

La température critique des poutres périphériques est déduite du niveau de chargement $M_{fi,Ed} / M_{fi,Rd}$. Elle est donc directement liée au moment sollicitant. Pour les solives, ce dernier est calculé à partir du moment résistant des solives non-protégées. Cette température critique dépend donc directement de l'échauffement des solives non-protégées, et de leur caractère mixte ou non. Elle dépend également de la résistance du plancher si cette dernière est supérieure à la charge appliquée.

ℓ (m)	Q (kN/m ²)	L (m)					
		6		9		12	
6	2,5	P1	IPE 300	P1	IPE 360	P1	IPE 450
			$\eta = 0,9$		$\eta = 1$		$\eta = 1$
		P2	IPE 240	P2	IPE 360	P2	IPE 450
			$\eta = 0,8$		$\eta = 0,7$		$\eta = 0,7$
		A_s		A_s		A_s	
	5,0	P1	IPE 360	P1	IPE 450	P1	IPE 500
			$\eta = 0,9$		$\eta = 1$		$\eta = 1$
		P2	IPE 270	P2	IPE 400	P2	IPE 500
			$\eta = 0,7$		$\eta = 0,6$		$\eta = 0,6$
		A_s		A_s		A_s	
7,5	2,5						
	5,0						
9	2,5	P1	IPE 550	P1	IPE 600	P1	IPE 600
			$\eta = 0,6$		$\eta = 0,8$		$\eta = 1$
		P2	IPE 360	P2	IPE 450	P2	IPE 500
			$\eta = 0,7$		$\eta = 0,7$		$\eta = 0,7$
		A_s		A_s		A_s	
	5,0	P1	IPE 550*	P1	IPE 600*	P1	IPE 600*
			$\eta = 0,6$		$\eta = 0,8$		$\eta = 1$
		P2	IPE 400	P2	IPE 500	P2	IPE 600
			$\eta = 0,6$		$\eta = 0,6$		$\eta = 0,7$
		A_s		A_s		A_s	

Tableau 6.1 : Caractéristiques de l'étude paramétrique FRACOF pour un critère R30 ($h = 120$ mm)

*Nuance S355

		L (m)							
ℓ (m)	Q (kN/m ²)	6		9		12		15	
6	2,5	P1	IPE 300	P1	IPE 360	P1	IPE 450		
			$\eta = 0,8$		$\eta = 0,9$		$\eta = 1$		
		P2	IPE 240	P2	IPE 360	P2	IPE 450		
			$\eta = 0,8$		$\eta = 0,8$		$\eta = 0,7$		
		A _s	115	A _s	193	A _s	284		
	5,0	P1	IPE 360	P1	IPE 450	P1	IPE 500		
			$\eta = 0,8$		$\eta = 0,9$		$\eta = 1$		
		P2	IPE 270	P2	IPE 400	P2	IPE 500		
			$\eta = 0,7$		$\eta = 0,6$		$\eta = 0,5$		
		A _s	151	A _s	227	A _s	347		
7,5	2,5							P1	IPE 600
								$\eta = 1$	
								P2	IPE 550
	5,0							A _s	$\eta = 0,7$
									347
								P1	IPE 600*
								$\eta = 1$	
								P2	IPE 600
$\eta = 0,6$									
A _s	433								
9	2,5			P1	IPE 550	P1	IPE 600	P1	IPE 600
					$\eta = 0,5$		$\eta = 0,7$		$\eta = 0,9$
				P2	IPE 360	P2	IPE 450	P2	IPE 550
					$\eta = 0,8$		$\eta = 0,7$		$\eta = 0,7$
				A _s	166	A _s	245	A _s	311
	5,0			P1	IPE 550*	P1	IPE 600*	P1	IPE
					$\eta = 0,5$		$\eta = 0,7$		$\eta = 0,9$
				P2	IPE 400	P2	IPE 500	P2	IPE 600
					$\eta = 0,6$		$\eta = 0,5$		$\eta = 0,6$
				A _s	210	A _s	297	A _s	393

Tableau 6.2 : Caractéristiques des cas de l'étude paramétrique FRACOF pour un critère R60 ($h = 130$ mm)

*Nuance S355

		L (m)							
ℓ (m)	Q (kN/m ²)	6		9		12		15	
6	2,5	P1	IPE 300	P1	IPE 360	P1	IPE 450		
			$\eta = 0,7$		$\eta = 1$		$\eta = 1$		
		P2	IPE 240	P2	IPE 360	P2	IPE 450		
			$\eta = 0,7$		$\eta = 0,8$		$\eta = 0,7$		
		A _s	119	A _s	187	A _s	291		
	5,0	P1	IPE 360	P1	IPE 450	P1	IPE 500		
			$\eta = 0,7$		$\eta = 1$		$\eta = 1$		
		P2	IPE 270	P2	IPE 400	P2	IPE 500		
			$\eta = 0,7$		$\eta = 0,6$		$\eta = 0,6$		
		A _s	146	A _s	233	A _s	355		
7,5	2,5							P1	IPE 600
									$\eta = 0,9$
								P2	IPE 550
	$\eta = 0,7$								
	A _s	393							
	5,0							P1	IPE 600*
									$\eta = 0,9$
								P2	IPE 600
$\eta = 0,6$									
A _s								473	
9	2,5			P1	IPE 550	P1	IPE 600	P1	IPE 600*
					$\eta = 0,5$		$\eta = 0,6$		$\eta = 0,7$
				P2	IPE 360	P2	IPE 450	P2	IPE 550
					$\eta = 0,8$		$\eta = 0,7$		$\eta = 0,7$
				A _s	177	A _s	252	A _s	340
	5,0			P1	IPE 550*	P1	IPE 600*	P1	IPE
					$\eta = 0,5$		$\eta = 0,6$		$\eta = 0,7$
				P2	IPE 400	P2	IPE 500	P2	IPE 600
					$\eta = 0,6$		$\eta = 0,6$		$\eta = 0,6$
				A _s	215	A _s	311	A _s	433

Tableau 6.3 : Caractéristiques des cas de l'étude paramétrique FRACOF pour un critère R90 ($h = 140$ mm)

*Nuance S355

		L (m)									
ℓ (m)	Q (kN/m ²)	6		9		12		15			
6	2,5	P1	IPE 300	P1	IPE 360	P1	IPE 450				
			$\eta = 0,6$		$\eta = 1$		$\eta = 1$				
		P2	IPE 240	P2	IPE 360	P2	IPE 450				
			$\eta = 0,7$		$\eta = 0,8$		$\eta = 0,7$				
		A _s		132		204				318	
		5,0	P1	IPE 360	P1	IPE 450	P1			IPE 500	
	$\eta = 0,6$			$\eta = 1$		$\eta = 1$					
	P2		IPE 270	P2	IPE 400	P2	IPE 500				
			$\eta = 0,7$		$\eta = 0,6$		$\eta = 0,6$				
	A _s		161		252		393				
	7,5		2,5							P1	
		$\eta = 0,8$									
P2		IPE 550									
$\eta = 0,7$											
A _s		417									
5,0											
				$\eta = 0,8$							
		P2	IPE 600								
	$\eta = 0,6$										
A _s	503										
9	2,5			P1	IPE 550	P1	IPE 550*	P1	IPE 600*		
					$\eta = 0,4$		$\eta = 0,6$		$\eta = 0,7$		
				P2	IPE 360	P2	IPE 450	P2	IPE 550		
					$\eta = 0,8$		$\eta = 0,7$		$\eta = 0,7$		
				A _s		193		277		A _s 377	
				5,0			P1	IPE 550*	P1	IPE 600*	P1
	$\eta = 0,4$	$\eta = 0,6$	$\eta = 0,7$								
	P2	IPE 400	P2				IPE 500	P2	IPE 600		
		$\eta = 0,6$					$\eta = 0,6$		$\eta = 0,6$		
	A _s		252				340		A _s 457		

Tableau 6.4 : Caractéristiques des cas de l'étude paramétrique FRACOF pour un critère R120 ($h = 150$ mm)

*Nuance S355

6.7.2. Résultats des calculs de l'étude paramétrique

Les écarts relatifs calculés entre les versions initiale et modifiées sont résumés en Figure 6.2 à Figure 6.7, où :

- w représente la flèche maximale admissible ;
- $p_{fi,Rd}$ représente la contribution des solives non-protégées à la résistance du plancher ;
- $M_{fi,Ed,b,1}$ représente le moment sollicitant des solives périphériques ;
- $M_{fi,Ed,b,2}$ représente le moment sollicitant des poutres principales périphériques ;
- $\theta_{cr,A}$ représente la température critique de la solive périphérique intérieure ;
- $\theta_{cr,B}$ représente la température critique de la poutre principale intérieure ;
- $\theta_{cr,C}$ représente la température critique de la solive périphérique de rive ;
- $\theta_{cr,D}$ représente la température critique de la poutre principale de rive ;

L'axe des abscisses correspond à une liste croissante de 1 à 14, ces numéros correspondant à ceux du Tableau 6.5. Par exemple, le numéro 13 correspond à une dalle de dimension $L \times \ell = 15 \times 9$ et une charge Q égale à $2,5 \text{ kN/m}^2$.

		$L \text{ (m)}$			
$\ell \text{ (m)}$	$Q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	6	9	12	15
6	2,5	1	3	7	
	5	2	4	8	
7,5	2,5				11
	5				12
9	2,5		5	9	13
	5		6	10	14

Tableau 6.5 : Abscisses des graphes (Figures 6.2 à 6.7)

6.7.2.1. Modifications individuelles

La réduction de la résistance ultime de l'acier du ferrailage entraîne une diminution de la résistance de la dalle de 3 (30 min d'exposition) à 7 %, mais n'a évidemment aucun impact sur la flèche admissible. Elle ne semble pas non plus avoir d'impact majeur sur le moment sollicitant des poutres périphériques, sauf pour une exposition de 60 min, générant une augmentation des températures critiques inférieure à 6 %.

Pour rappel, la méthode de Bailey préconise un gradient thermique entre les faces supérieure et inférieure de la dalle de $770 \text{ }^\circ\text{C}$ pour une résistance au feu inférieure ou égale à 90 min, et de $900 \text{ }^\circ\text{C}$ pour une résistance de 120 min. La méthode FRACOF inclut un calcul de transfert thermique en fonction des propriétés thermiques du béton suivant l'EN 1994-1-2. La comparaison du gradient de température préconisé et calculé dans l'épaisseur de la dalle montre que les écarts relatifs sont généralement plus importants avec la méthode originelle qu'avec la méthode modifiée, sauf pour 90 min d'exposition. La méthode FRACOF prédit une température bien plus faible pour 30 min et 120 min d'exposition, et relativement proche pour 60 min d'exposition (cf. Tableau 6.6).

	Bailey	FRACOF originel (%)	FRACOF modifié (%)
R30	770	-17	-15,6
R60	770	-2,7	0,4
R90	770	0,9	6,6
R120	900	-9,9	-5,1

Tableau 6.6 : Comparaison du gradient thermique dans la dalle pour le critère de flèche

La modification du calcul de l'échauffement des solives non-protégées n'a aucun effet sur la flèche admissible, tout en générant une légère augmentation de la résistance mécanique du plancher (de 2 % pour les dalles R30, et quasi-nulle pour le reste), et une très faible augmentation des températures des solives exposées pendant 30 min (< 1 %). L'impact limité de ce paramètre s'explique par le fait que la distribution thermique d'une section tend à s'uniformiser au cours du temps : plus l'échauffement est long, plus les températures des différentes parties se rapprochent.

L'utilisation de l'épaisseur efficace de la dalle produit un effet similaire sur la flèche et sur la résistance mécanique. Pour des résistances au feu inférieures à 120 min, la flèche augmente de 2 à 5 %, et la capacité portante d'1 à 3 %, cette augmentation étant nettement plus marquée pour de faibles résistances au feu. Tandis que pour des calculs R120, la flèche diminue de 7 à 11 %, et la capacité portante de 3 à 8 %. Ces résultats s'expliquent par le type de bac et l'épaisseur totale de la dalle mixte : plus la dalle est épaisse (pour satisfaire le critère d'isolation thermique I), plus son épaisseur efficace est grande, ce qui diminue le critère de flèche, et donc la résistance mécanique. On observe également une réduction des températures critiques inférieure à 5 %, voire nulle pour les calculs R120.

L'aspect défavorable de la condition définissant le caractère mixte des solives non-protégées est mis en évidence par la réduction d'environ 3 % de la température critique des solives périphériques, lorsque cette condition est supprimée. Les solives étant considérées comme mixtes, leur moment résistant augmente, de même que le moment appliqué aux solives périphériques.

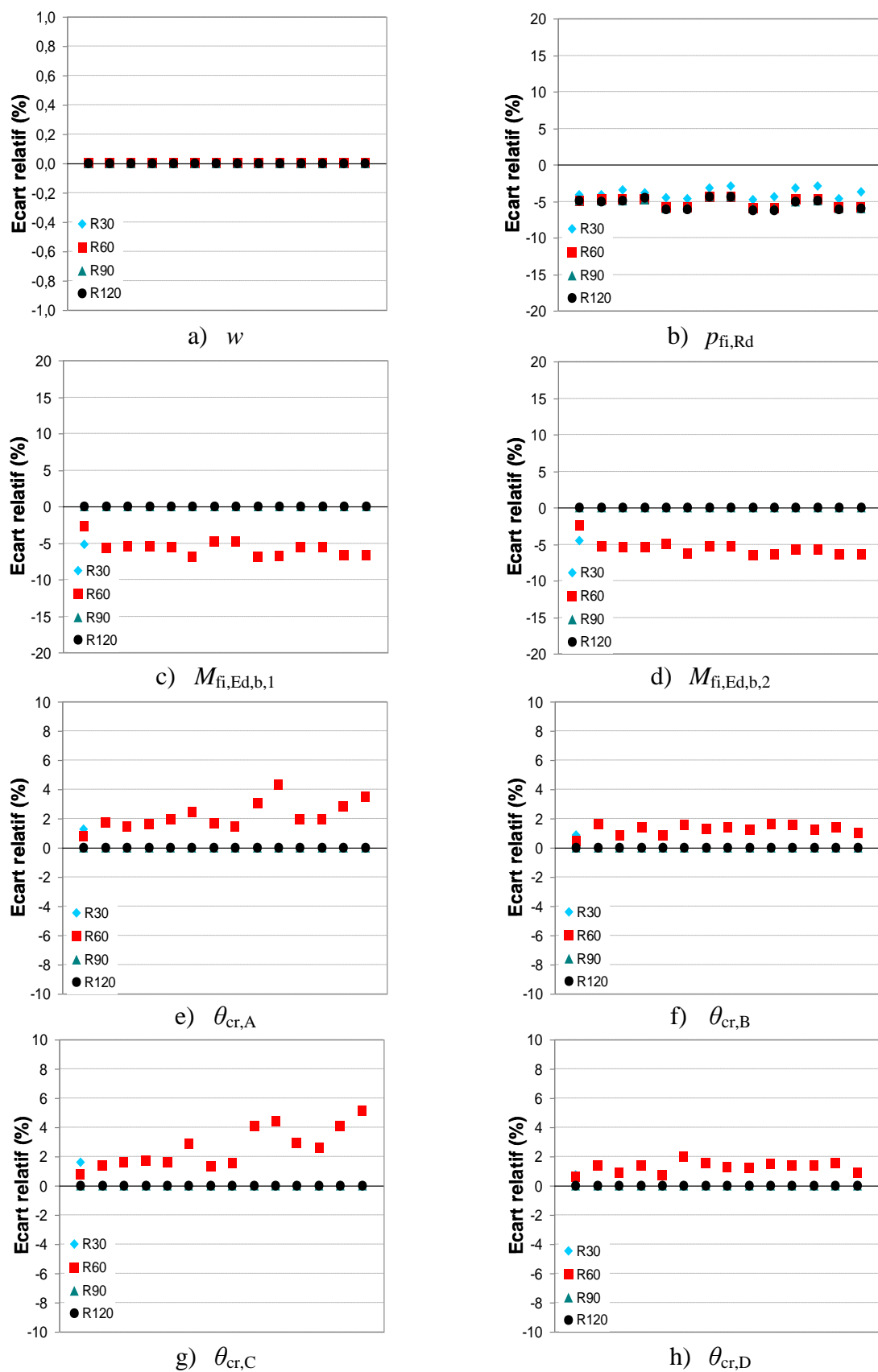


Figure 6.2 : Résultats comparatifs de l'étude paramétrique FRACOF : paramètre f_{su} (limite ultime de l'acier d'armatures)

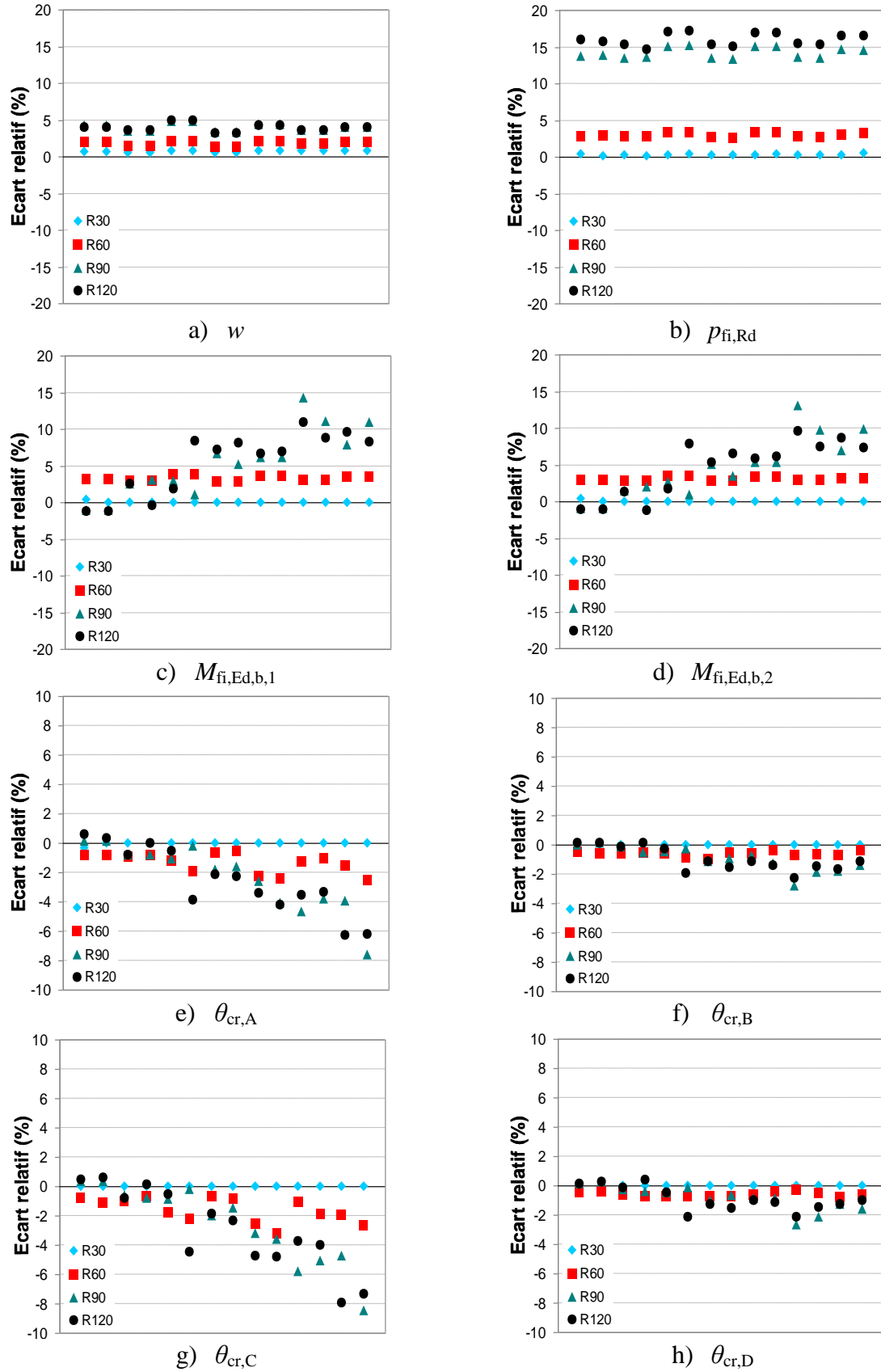


Figure 6.3 : Résultats comparatifs de l'étude paramétrique FRACOF : paramètre λ_{NC} (conductivité thermique du béton normal)

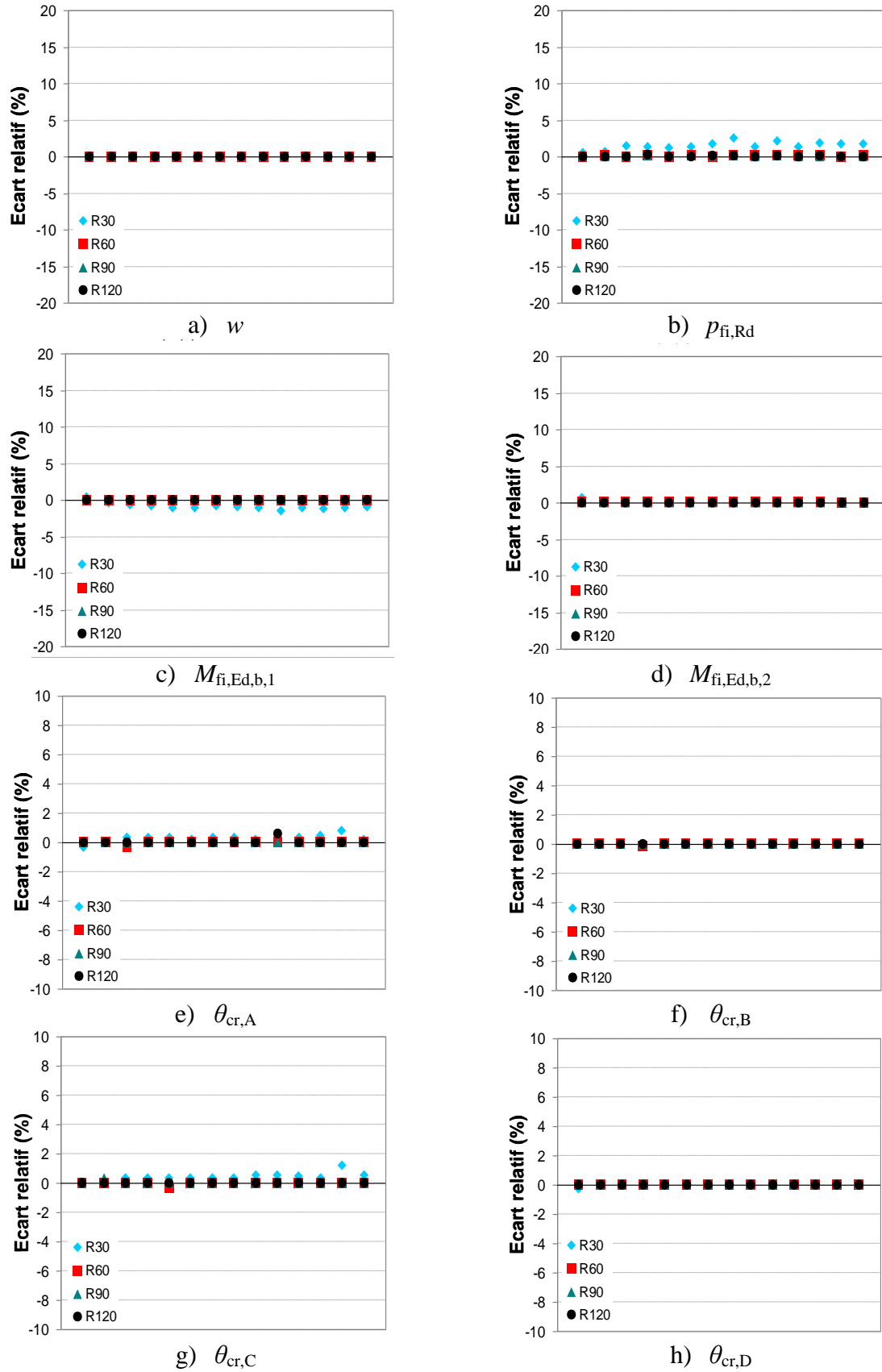


Figure 6.4 : Résultats comparatifs de l'étude paramétrique FRACOF : paramètre θ_a

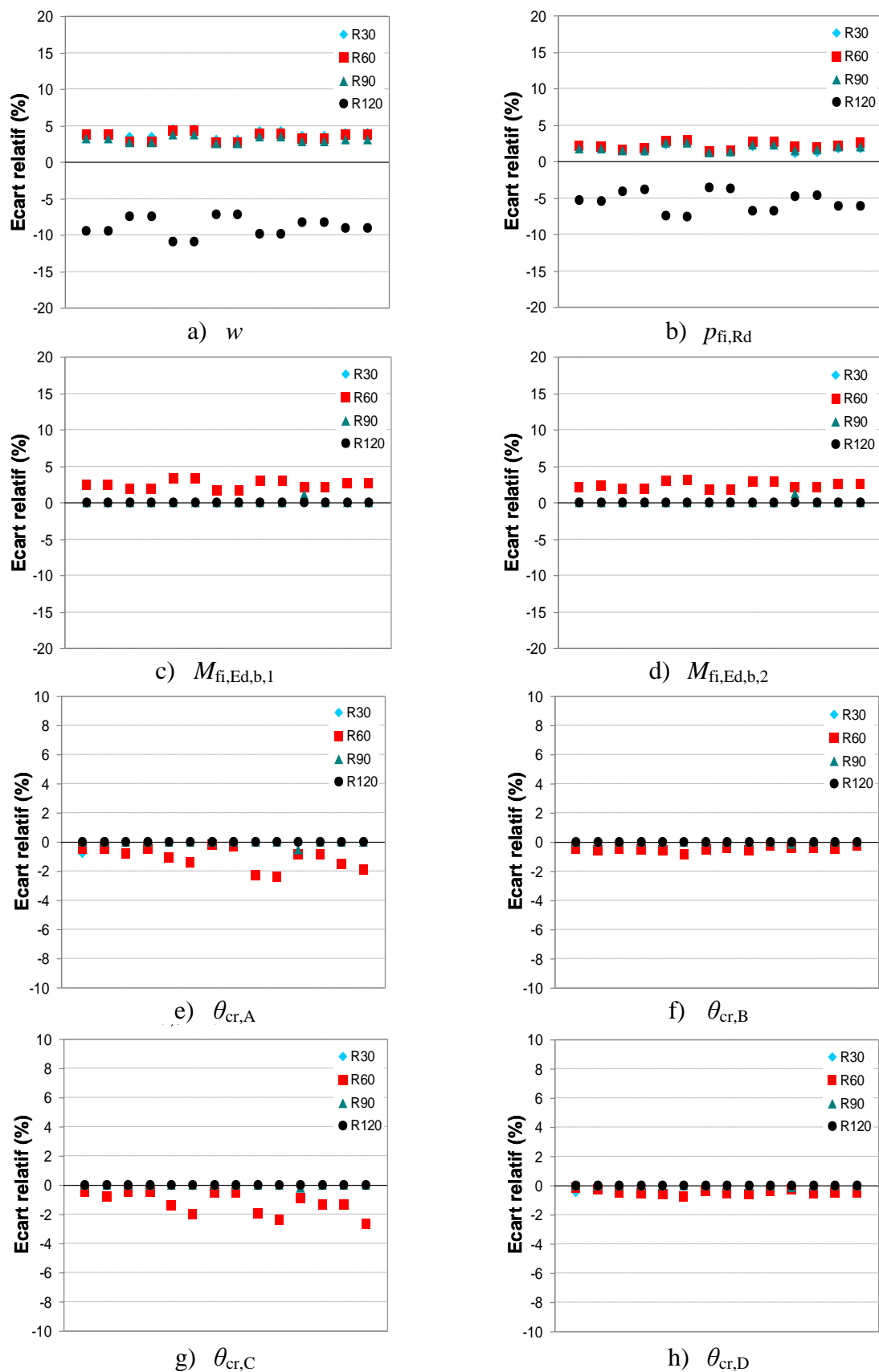


Figure 6.5 : Résultats comparatifs de l'étude paramétrique FRACOF : paramètre h_{eff} (épaisseur de la dalle)

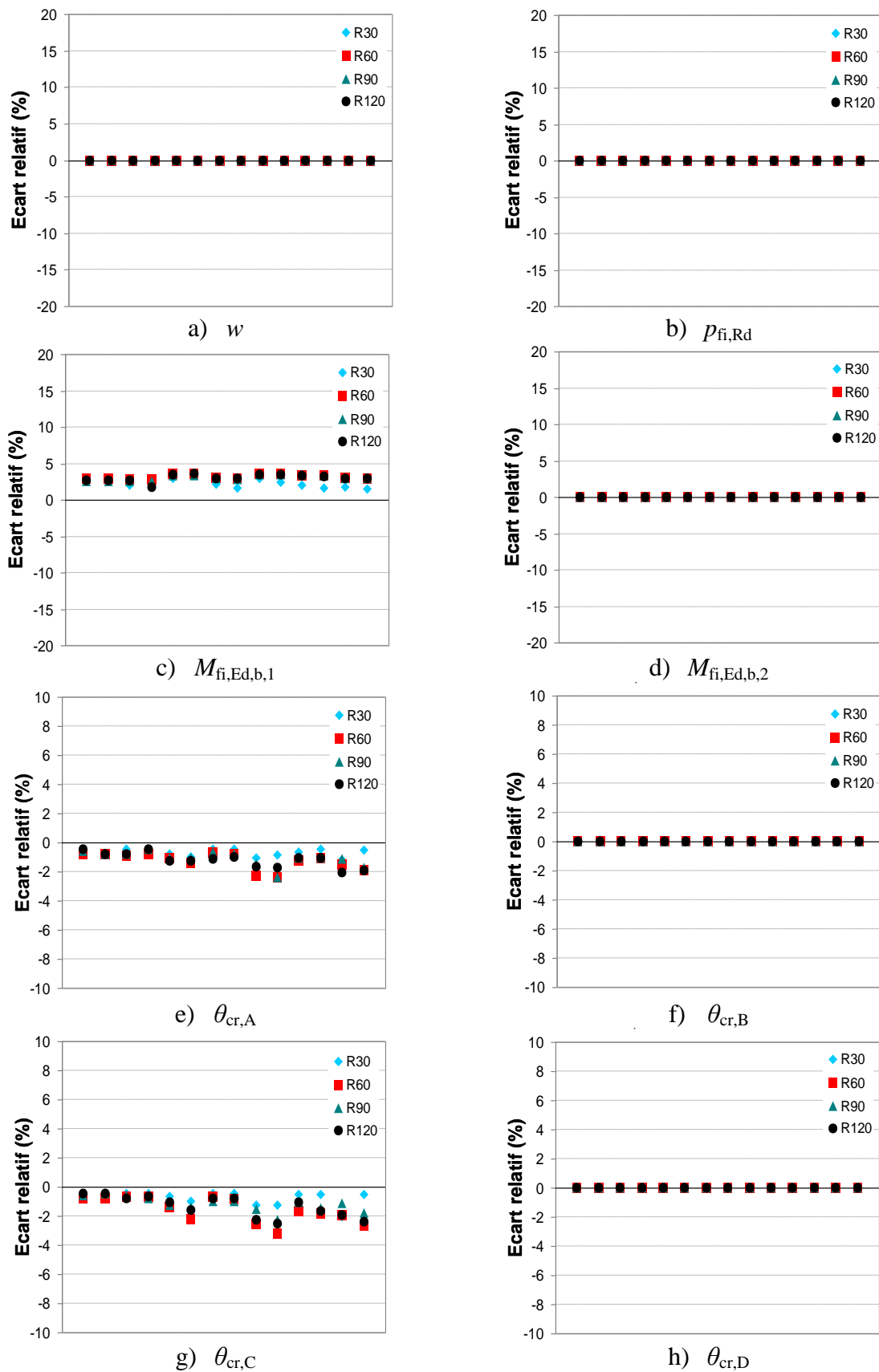


Figure 6.6 : Résultats comparatifs de l'étude paramétrique FRACOF : mixité des solives

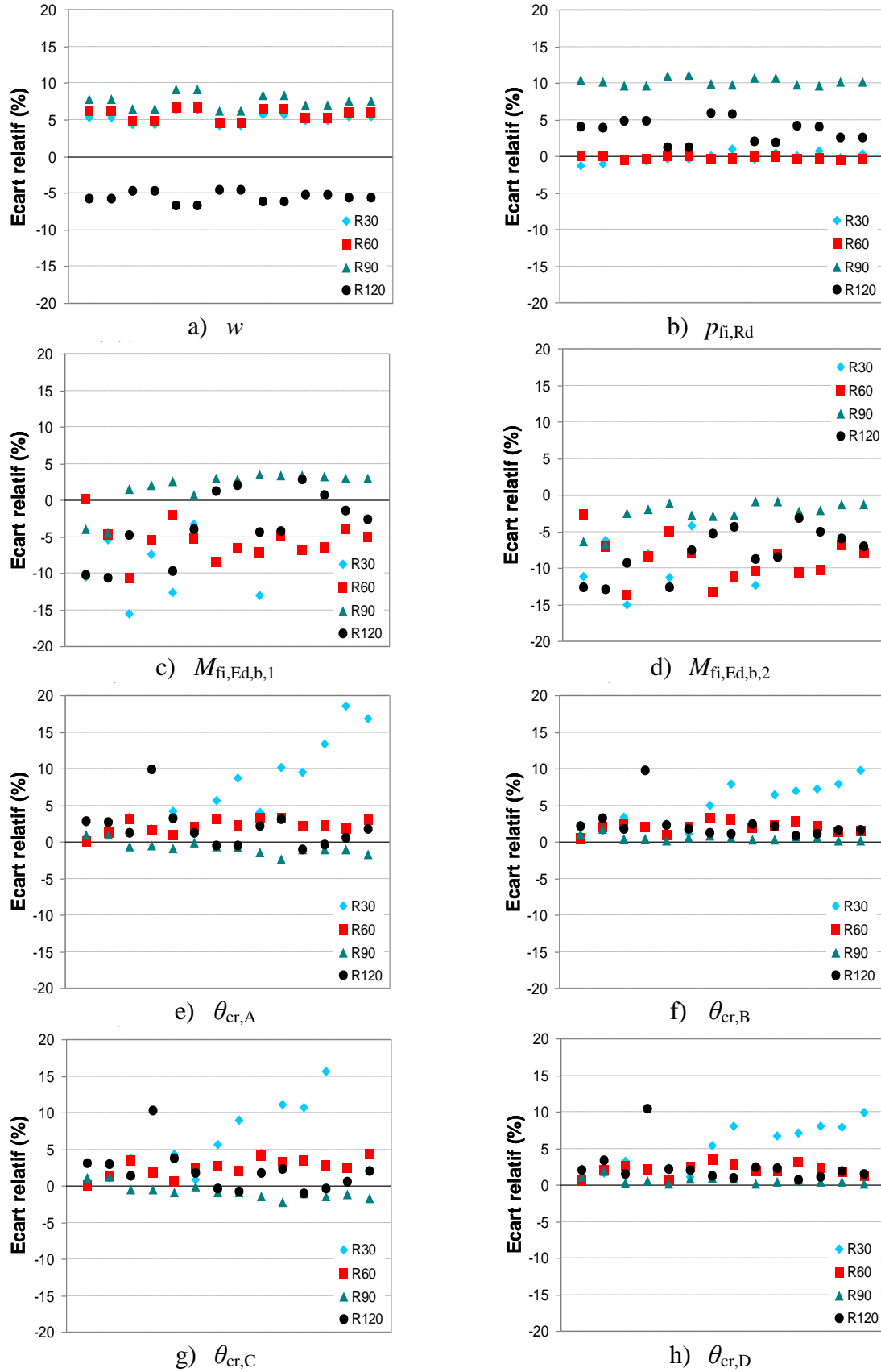


Figure 6.7 : Résultats comparatifs de l'étude paramétrique FRACOF : modifications combinées

6.7.2.2. Modifications combinées

La modification des paramètres f_{su} , λ_{NC} , θ_a , h_{eff} et la suppression de la condition de mixité des solives ont été combinées. On constate alors une augmentation de la flèche pour des durées d'exposition inférieures ou égales à 90 min, comprise entre 5 et 10 %. Pour une durée d'exposition de 120 min, la flèche diminue de 4 à 7 % par rapport à la version initiale de la méthode. Ces variations semblent être principalement liées au remplacement de l'épaisseur moyenne de la dalle par son épaisseur efficace.

L'évolution de la capacité portante dépend également de la durée d'exposition au feu étudiée. La résistance de la dalle varie peu pour des durées inférieures ou égales à 60 min, et augmente sensiblement pour les autres, notamment pour 90 min, où elle s'améliore de 10 %. La modification de la conductivité thermique du béton semble avoir un effet prépondérant sur la résistance de la dalle, et donc du plancher. La méthode modifiée permet d'obtenir des résistances de calcul plus importantes que la méthode initiale.

Les températures critiques des poutres périphériques sont liées à l'ensemble des paramètres modifiés. Globalement, on constate une nette augmentation pour des durées d'exposition de 30 min, notamment pour les solives, alors que des variations moins marquées sont observées pour de longues durées d'exposition. La méthode modifiée place donc du côté de la sécurité quant au dimensionnement des poutres périphériques.

7. Intégration de poutres cellulaires

La méthode FRACOF actuelle tient compte uniquement de la résistance à la flexion des poutres pour déterminer d'une part la contribution des solives intérieures à la capacité portante du plancher mixte, et d'autre part la température critique des poutres périphériques. L'intégration de poutres cellulaires au domaine d'application de cette méthode consisterait donc à déterminer leur moment résistant, sans tenir compte des deux principaux modes de ruine que sont le flambement des montants et la flexion Vierendeel.

Dans la méthode actuelle, les poutres étant supposées simplement appuyées et soumises à une charge uniforme, leurs sections critiques sont situées à mi-portée, c'est-à-dire dans la zone de moment sollicitant maximal. Le modèle proposé pour étendre la méthode à des cas de poutres cellulaires est basé sur la section nette des poutres. Ceci implique que la résistance en flexion des poutres est liée au diamètre des ouvertures, à la hauteur des 2 Tés et à la nuance d'acier, mais indépendante de la largeur des montants. De plus, ce modèle ne tient pas compte de la section réelle à mi-portée : si le nombre d'ouvertures est impair, elle correspond effectivement à la section réelle, alors que si ce nombre est pair, elle correspond à la section brute de la poutre, qui est plus rigide. Le choix d'une section nette peut donc fournir des résultats sécuritaires.

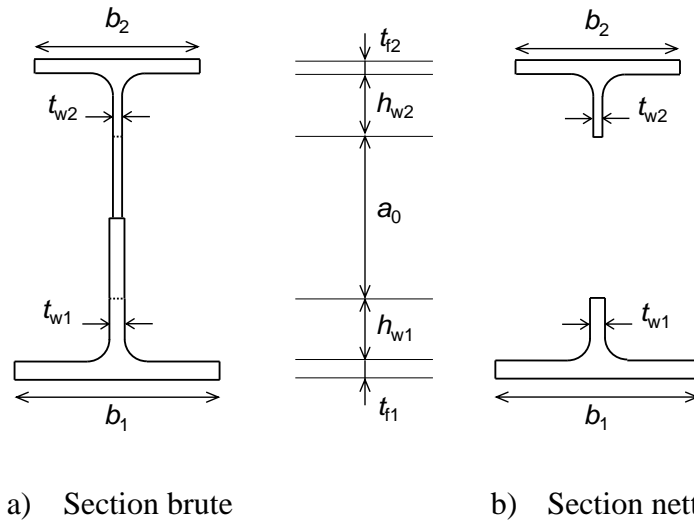


Figure 7.1 : Dimensions de la section d'une poutre cellulaire

Par ailleurs, l'échauffement d'une section de poutre mixte non-protégée donné dans l'EN 1994-1-2 [EC4 06] ne peut directement s'appliquer en présence d'une ouverture. En effet, l'âme d'une section nette de poutre cellulaire étant divisée en 2 parties inégalement échauffées, elle peut être considérée comme exposée sur 4 faces en partie inférieure, et sur 3 faces en partie supérieure. Il faut définir 2 facteurs de massiveté différents dans l'âme, les facteurs de massiveté des 2 semelles d'une section à âme pleine pouvant être conservés :

$$\begin{aligned} \left. \frac{A}{V} \right|_{w,1} &= 2 \frac{h_{w1} + t_{w1}}{h_{w1} \times t_{w1}} \text{ en partie inférieure de l'âme} \\ \left. \frac{A}{V} \right|_{w,2} &= \frac{2h_{w2} + t_{w2}}{h_{w2} \times t_{w2}} \text{ en partie supérieure de l'âme} \end{aligned} \quad (7.1)$$

Ce modèle est vérifié par une comparaison à des résultats expérimentaux et numériques dans le chapitre suivant.

8. Conclusion du Chapitre III

Nous avons passé en revue les principaux travaux de recherche sur l'activation de l'effet membrane des dalles de planchers mixtes.

Nous nous sommes tout d'abord intéressés à l'étude expérimentale et théorique de ce mécanisme à température ambiante, focalisée sur des dalles en béton armé. Puis nous nous sommes concentrés sur les travaux menés à température élevée, depuis les essais de Cardington jusqu'à la méthode FRACOF, découlant de la méthode de Bailey.

Cette méthode de calcul simplifiée s'inspire de l'un des modèles analytiques développé à température ambiante, ainsi que de la théorie traditionnelle des lignes de rupture. La théorie des lignes de rupture définit une fissuration « en dos d'enveloppe » d'une dalle en béton armé en fonction de l'orthotropie du ferrailage et du ratio de longueur de la dalle, pour déterminer la capacité portante de la dalle.

Chapitre III : Effet membrane des planchers mixtes

La méthode FRACOF tient compte des efforts membranaires générés dans une dalle en grands déplacements dans le calcul de la capacité portante « majorée » de la dalle. Elle considère également 2 modes de ruine possibles, par rupture du ferrailage en traction dans la partie centrale, ou par écrasement du béton aux angles. Sachant que l'effet membrane est une fonction croissante de la flèche de la dalle, la méthode préconise de n'appliquer aucune protection au feu sur les solives intermédiaires non connectées à des poteaux, pour favoriser l'augmentation de la flèche à température élevée.

Nous avons noté quelques dissonances entre la méthode FRACOF et les normes européennes, aussi bien dans le calcul de transfert thermique de la dalle et des solives non-protégées qu'au niveau de la résistance ultime des armatures. Nous avons alors procédé à quelques modifications, qui semblent avoir un effet plus sécuritaire pour des durées d'exposition inférieures à 90 min.

Pour vérifier l'impact de ces modifications, nous avons conservé les paramètres de l'étude menée dans le cadre du projet FRACOF, qui incluait également un modèle éléments finis développé sous ANSYS pour des planchers constitués de poutres à âme pleine. Nous allons à présent proposer un modèle numérique incorporant des poutres cellulaires, en partant de résultats expérimentaux. Ce modèle est utilisé dans une étude paramétrique et comparé au modèle analytique proposé.

Chapitre IV :

Modélisation d'un plancher mixte constitué de poutres cellulaires

1. Introduction

Afin de pouvoir évaluer la contribution des poutres cellulaires dans l'activation de l'effet membrane d'un plancher à température élevée, nous nous proposons de définir un modèle éléments finis. Comme pour le modèle de poutre cellulaire présenté en Chapitre II, la validation d'un tel modèle nécessite une confrontation à des résultats expérimentaux. Pour cela, un essai au feu réel en grandeur nature a été mené sur un plancher de bâtiment [VAS 10], dans le cadre du projet FICEB.

Après avoir décrit cet essai, nous présentons les principaux résultats, en termes de températures, de déplacements et de modes de ruine. Nous adaptons ensuite un modèle numérique de plancher existant, conçu pour des poutres à âme pleine, à des poutres cellulaires.

2. Essai au feu d'une dalle mixte

2.1. Dispositif expérimental

2.1.1. Caractéristiques géométriques et mécaniques



Figure 2.1 : Vue d'ensemble du bâtiment avant l'essai

Il s'agit d'une dalle mixte de $15\text{ m} \times 9\text{ m}$ constituée d'un bac collaborant en acier à nervures rentrantes, de type Kingspan Multideck 50, pour une épaisseur totale de 120 mm, et d'un ferrailage d'armatures de type A393, situé à 40 mm au-dessus des nervures du bac. Une connexion complète est assurée par une rangée de goudjons de type Nelson régulièrement espacés entre la dalle et les 8 poutres du plancher :

- 3 poutres cellulaires périphériques (P1, P2 et P3) ;
- 3 poutres à âme pleine en façade (P6, P7 et P8) ;
- 2 solives cellulaires intermédiaires (P4 et P5) comportant une ouverture oblongue centrale (Figure 2.2 et Figure 2.3).

Les solives intermédiaires sont assemblées aux poutres principales soit par gousset d'âme (ex : P2 et P4), soit par platine d'about (ex : P2 et P5). Les poutres périphériques sont assemblées à des

Chapitre IV : Modélisation d'un plancher mixte constitué de poutres cellulaires

poteaux métalliques de 3 m de haut situés à chaque angle du plancher. La stabilité du plancher est également assurée par un système de contreventement extérieur au bâtiment (Figure 2.1), ainsi que par l'assemblage des poutres P6, P7 et P8 à deux poteaux intermédiaires en façade. La présence de ces poteaux intermédiaires réduit la portée des solives de façade, d'où le recours à des poutres à âme pleine, plus économiques que des poutres cellulaires pour de petites portées.

Les caractéristiques géométriques des poutres cellulaires et des goujons sont données en Tableau 2.1. Les 3 poutres à âme pleine, les 4 poteaux d'angle et les 2 poteaux de façade ont une section de type UB 305×165×40, UC 203×203×86 et UC152×152×23 respectivement.

Le béton utilisé, de masse volumique courante, a une résistance en compression estimée à 50 MPa, soit une valeur très importante, déterminée expérimentalement. Les poutres et les poteaux sont réalisés à partir de profilés britanniques de nuance S355. Les armatures ont une résistance nominale de 500 MPa. La résistance réelle de l'acier de construction et des armatures n'a pas été vérifiée expérimentalement.

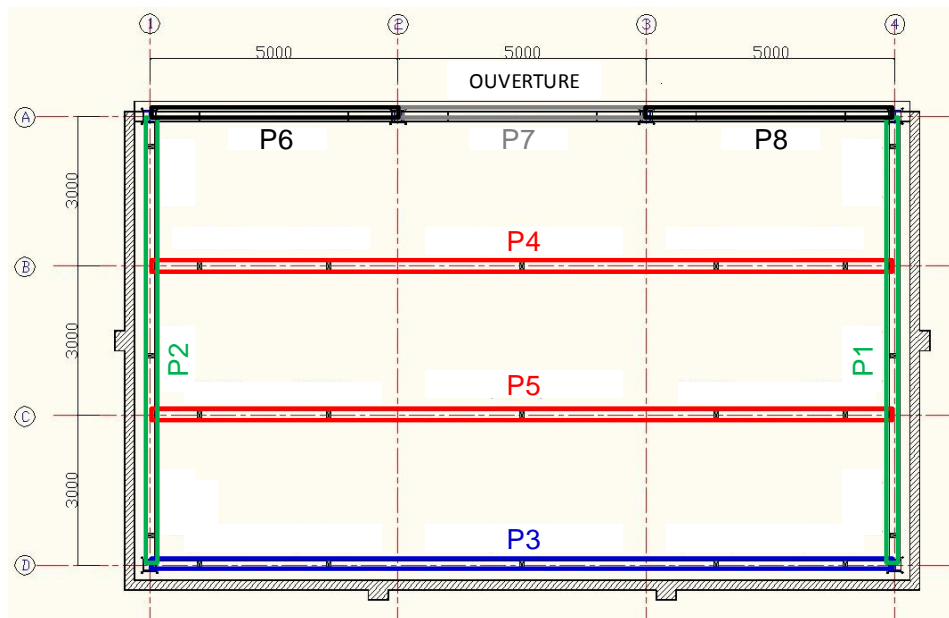


Figure 2.2 : Emplacement des poutres du plancher

		Poutres principales	Solives	
		P1 et P2	P3	P4 et P5
Portée (m)		$\ell = 9$	$L = 15$	
Membrure supérieure	Section	UB 533×210×109	UB 406×178×60	
	h_{top} (mm)	300	276,3	
Membrure inférieure	Section	UB 533×210×109	UB 457×191×98	
	h_{bot} (mm)	300	306,7	
Ouvertures	n	15	22	21
	e (mm)	600	650	
	a_0 (mm)	400	400	
Goujons	h_{sc} (mm)	95		
	d (mm)	19		
	s (mm)	200	150	

Tableau 2.1 : Caractéristiques géométriques des poutres cellulaires et des goujons



Figure 2.3 : Vue de l'intérieur du bâtiment avant l'essai

2.1.2. Chargement mécanique et thermique

Les charges mécanique et calorifique, représentatives d'un feu de compartiment d'immeuble de bureaux, sont conformes à l'EN 1991-1-2. Le chargement mécanique est réalisé par 44 sacs de sable d'1 t chacun régulièrement disposés sur le toit du bâtiment, ce qui donne une charge totale de 3,26 kN/m² (6,15 kN/m² en incluant le poids propre du plancher à tester). Le dimensionnement préalable tenant compte de l'effet membrane, les poutres périphériques sont protégées par laine minérale. A noter que le côté esthétique des poutres cellulaires impliquerait plutôt l'application d'une peinture intumescente en pratique. Le choix de ce type de protection est lié à l'humidité environnante défavorable aux matériaux projetés disponibles sur le marché actuel. Aucune protection n'est appliquée sur les deux solives intermédiaires P4 et P5.

Chapitre IV : Modélisation d'un plancher mixte constitué de poutres cellulaires

Le feu est provoqué par l'inflammation de 45 palettes en bois posées sur le sol (Figure 2.3) fournissant une charge calorifique de 700 MJ/m^2 . La température moyenne au centre du compartiment varie selon la courbe donnée en Figure 2.5. Des thermocouples et des capteurs de déplacements permettent de suivre l'évolution de la température à travers l'épaisseur de la dalle et sur les poutres d'une part, et d'autre part l'évolution des déplacements verticaux et horizontaux en différents points des poutres, mais pas de la dalle. Les températures des gaz sont mesurées au centre et aux 4 angles du compartiment. Les températures des poutres cellulaires sont mesurées comme suit :

- poutres principales :
 - aux deux extrémités (zones 1 et 3),
 - au centre (zone 2) ;
- solives (protégées ou non) :
 - aux deux extrémités (zones 1 et 5),
 - entre le centre et les extrémités (zones 2 et 4),
 - au centre (zone 3).



Figure 2.4 : Début de l'essai

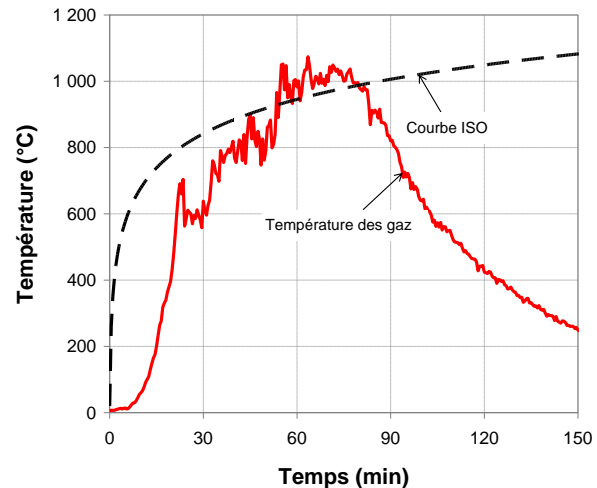


Figure 2.5 : Evolution temporelle de la température des gaz au centre du compartiment

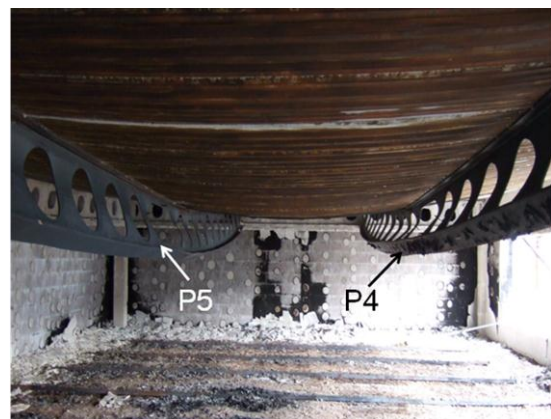


Figure 2.6 : Déformée des solives intermédiaires après l'essai

2.1.3. Résultats expérimentaux

La température maximale du compartiment – $1\,036^\circ\text{C}$ - est atteinte 72 min après le début de l'essai, ce qui correspond à une température des poutres non-protégées d'environ $1\,000^\circ\text{C}$, et une flèche de 600 mm. La flèche maximale de ces solives intermédiaires n'est toutefois atteinte qu'à 100 min,

pour une température ambiante de 522 °C. Cette flèche vaut 740 mm, soit près d' $1/20^e$ de la plus grande dimension de la dalle, mais moins du critère $(L+\ell)/30$ de la méthode FRACOF (800 mm). Après 110 min, la flèche diminue à son tour, jusqu'à la fin de l'essai. Un déversement des solives intermédiaires vers le centre du plancher est alors observé, tandis que les poutres périphériques – protégées – ne présentent pas de dommage notable (Figure 2.6).

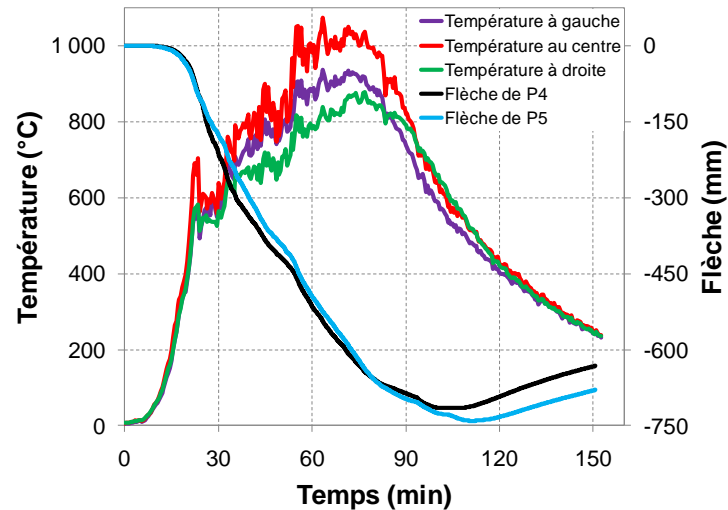


Figure 2.7 : Température moyenne du four et flèches au centre des poutres non-protégées

Ce déversement pourrait s'expliquer par un effet de chaînette des solives non-protégées, dont la résistance des Tés inférieurs est fortement réduite avec l'élévation de température. La combinaison de l'effort tranchant dans chaque montant combiné à l'empêchement de dilatation de la dalle générerait alors une rotation des Tés inférieurs [VAS 10]. Un flambement des montants d'extrémité est également observé sur les deux poutres non protégées, phénomène déjà rencontré lors de l'étude de poutres cellulaires isolées (cf. Chapitre II).

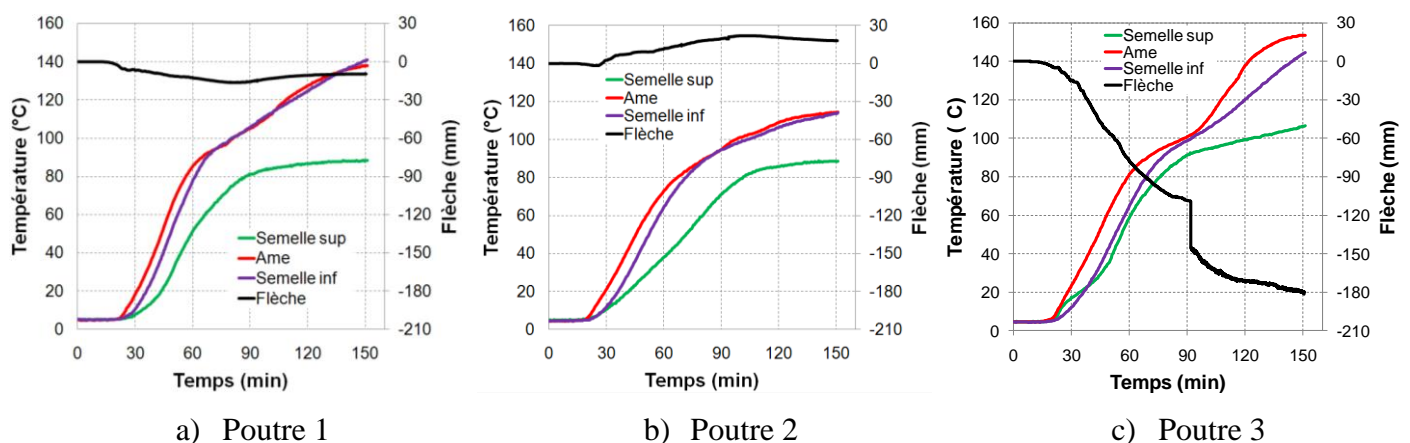
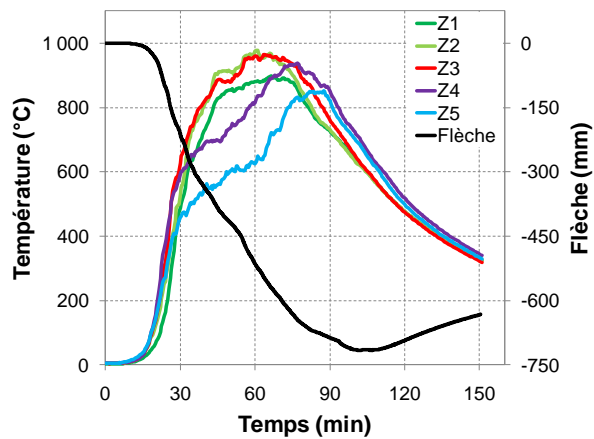
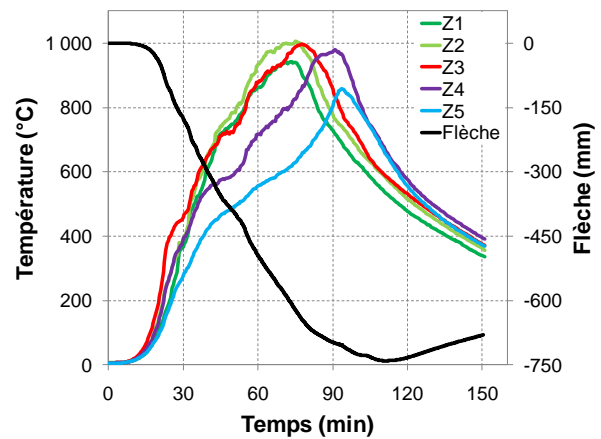


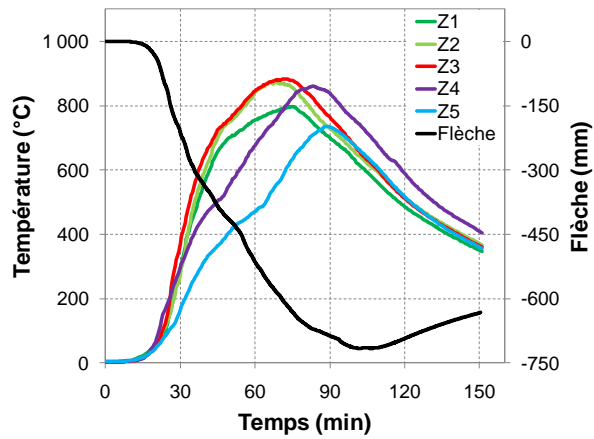
Figure 2.8 : Températures moyennes et flèches des poutres protégées



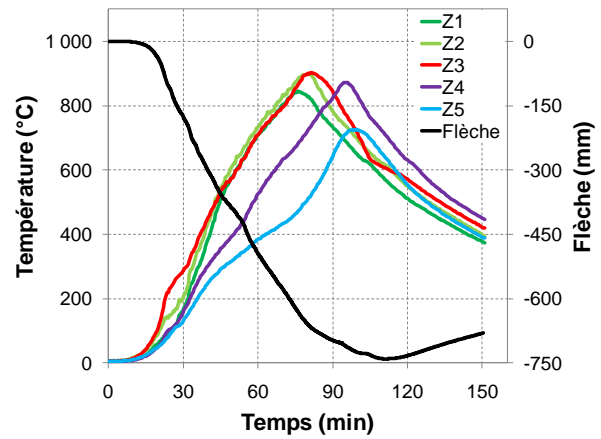
a) Ame de la poutre 4



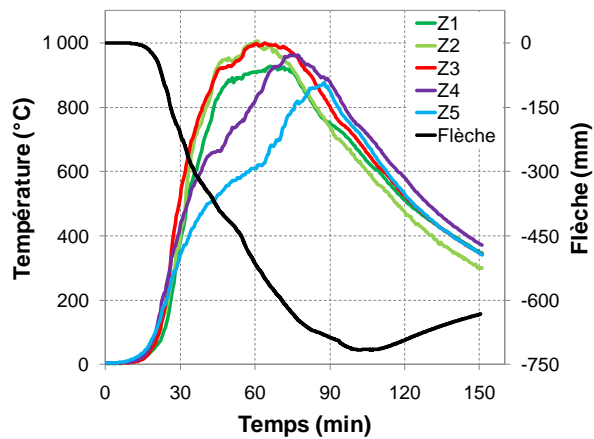
b) Ame de la poutre 5



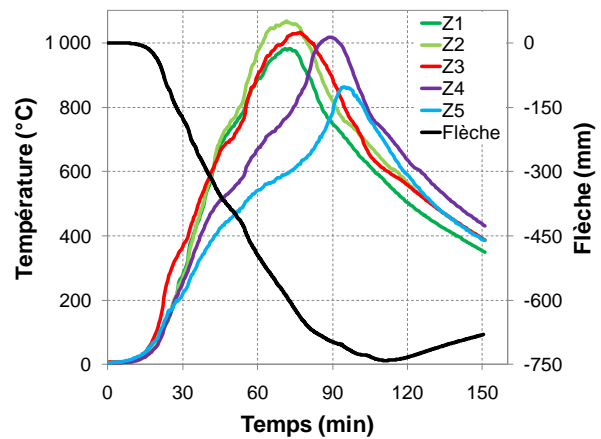
c) Semelle supérieure de la poutre 4



d) Semelle supérieure de la poutre 5



e) Semelle inférieure de la poutre 4



f) Semelle inférieure de la poutre 5

Figure 2.9 : Températures moyennes et flèches des poutres non-protégées

La ruine du plancher a été provoquée par une fissuration en partie centrale parallèle à la petite portée, sur toute l'épaisseur de la dalle, liée à une longueur de recouvrement des treillis insuffisante dans cette zone. L'importance de la flèche maximale du plancher a confirmé l'activation de l'effet membrane sur une dalle en situation d'incendie en présence de poutres cellulaires.

Il s'agit maintenant de reproduire ce comportement par une simulation numérique.

3. Modèle numérique de plancher mixte proposé

Ce modèle est basé sur celui développé dans le cadre du projet FRACOF pour des poutres sans ouvertures d'âme, dans lequel le plancher est entièrement représenté.

3.1. Maillage

La modélisation inclut la dalle en béton et son ferrailage, le bac acier, les poutres, les poteaux et les connecteurs. D'une densité d'environ 500 mm, le maillage est réalisé avec les éléments suivants :

- des coques multicouches à 8 nœuds (SHELL91) pour la partie pleine de la dalle en béton armé (2 couches d'armature), pour représenter le comportement en membrane d'une dalle à gradient thermique transversal ;
- des poutres (BEAM24) pour les poutres métalliques, les poteaux, le bac acier et le béton des ondes du bac ;
- des tuyaux droits à 2 nœuds (PIPE16) pour les connecteurs (Figure 3.2).

Il tient compte des dimensions réelles des différents éléments structuraux du plancher. La dalle mixte est représentée sur toute sa hauteur, tandis que les sections réelles des poutres à âme pleine et des poteaux sont affectées aux BEAM24 qui les modélisent.

Quant aux poutres cellulaires, au vu de la déformée expérimentale des solives intérieures, nous proposons 3 modèles. Dans le premier modèle, la section nette, au droit d'une ouverture, est utilisée : les BEAM24 ont une section formée par deux Tés séparés par une distance égale au diamètre des ouvertures. La déformation des solives intérieures suite à leur déversement est prise en compte dans les deux autres modèles.

Le deuxième modèle consiste à négliger totalement, et de manière irréversible, la contribution du Té inférieur au-delà de 600 °C (cf. §3.2), en conservant la section nette du premier modèle. Le troisième modèle consiste à modéliser une section nette « réduite », où, tout en conservant la hauteur de chaque Té, la distance les séparant est diminuée de 50 % (Figure 3.1). De ce fait, la hauteur de la section des poutres non-protégées se rapproche de celle de leur déformée expérimentale au plus fort de l'incendie.

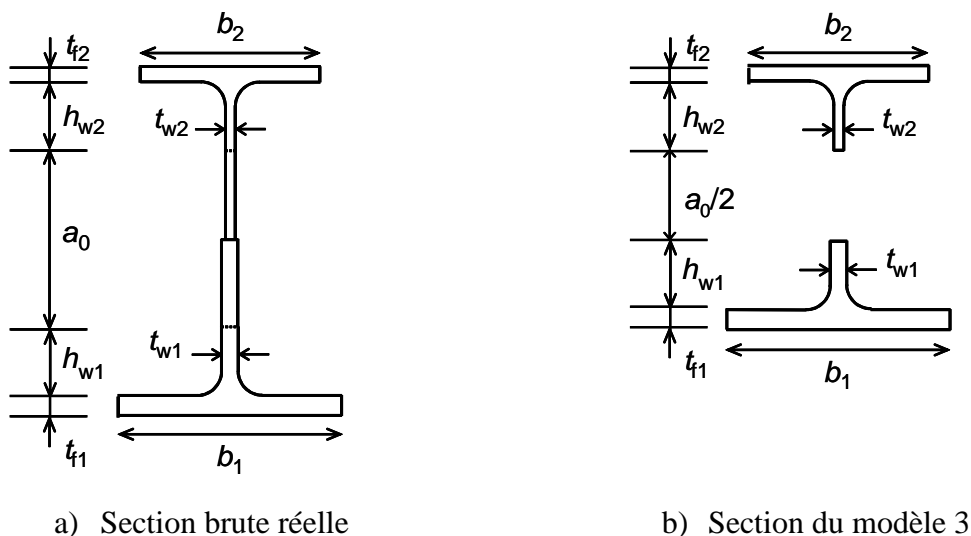


Figure 3.1 : Modélisation de la section nette réduite de poutre cellulaire

Chapitre IV : Modélisation d'un plancher mixte constitué de poutres cellulaires

Les nœuds des poutres et des poteaux sont définis à mi-hauteur de leur section respective, ou à la jonction réelle des membrures, et les nœuds de la dalle sont définis à mi-hauteur de la partie pleine. De ce fait, la connexion devant être réalisée entre les nœuds adjacents de la dalle et des poutres, chaque goujon est modélisé par 2 éléments (Figure 3.3) :

- un tuyau T_B partant du plan moyen de la dalle pleine à la semelle supérieure de la poutre métallique ;
- un tuyau T_A partant de la semelle supérieure de la poutre au plan horizontal contenant le nœud de l'élément de cette dernière, d'un diamètre extérieur de 100 mm, et d'un diamètre intérieur de 10 mm.

Ces deux éléments ont donc un nœud commun au niveau de la semelle supérieure de la poutre, et aucun élément de contact n'est utilisé. Leur espacement longitudinal dépend de la densité l_{mail} du maillage des poutres et de la dalle. Pour obtenir une connexion équivalente à la réalité, le diamètre extérieur Φ_{TB} des connecteurs T_B est défini comme suit, en notant s et Φ leur espacement et leur diamètre réels respectivement :

$$\phi_{TB} = \phi \sqrt{l_{\text{mail}} / s} \quad (3.1)$$

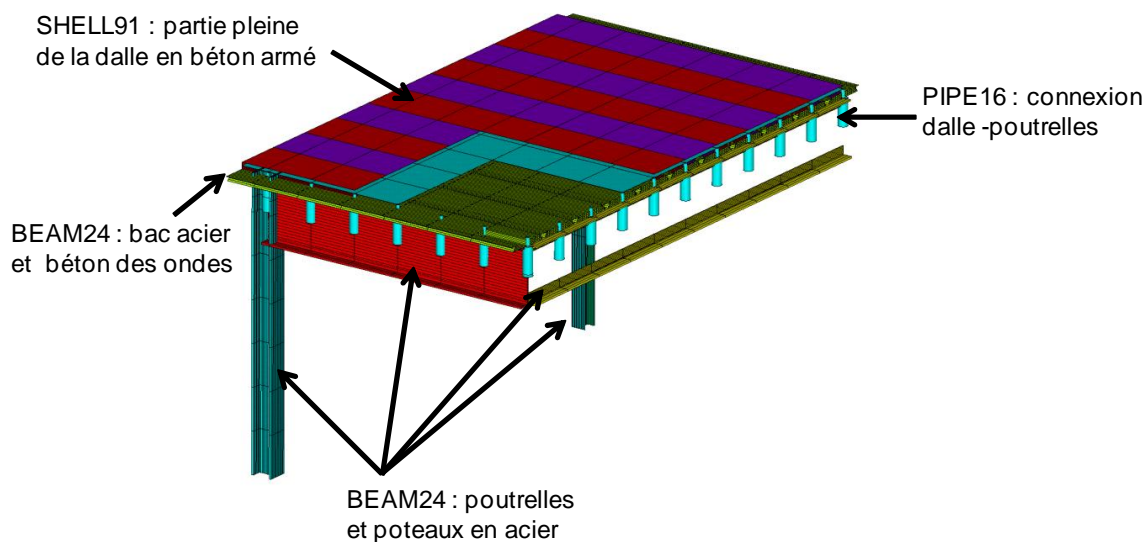


Figure 3.2 : Vue « éclatée » du maillage de plancher mixte

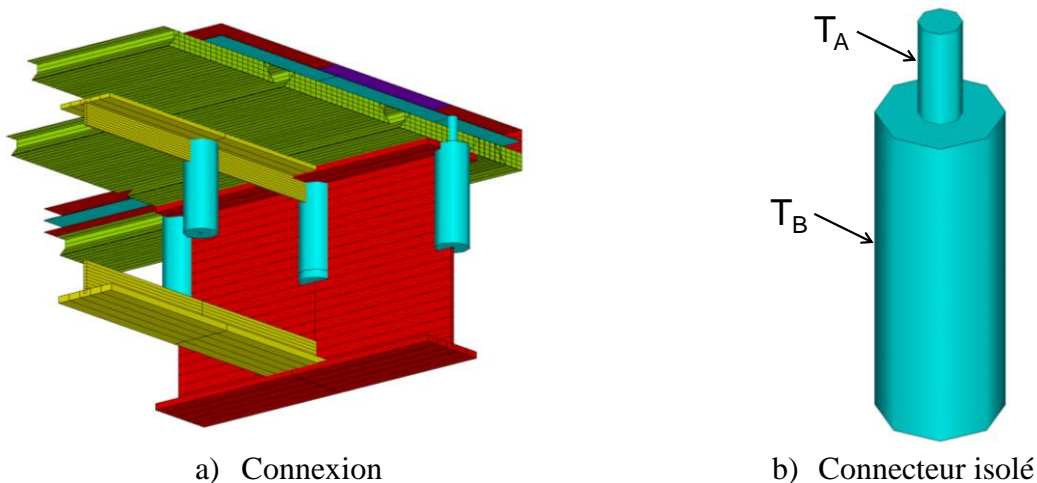


Figure 3.3 : Maillage des connecteurs dalle - poutres

3.2. Lois de comportement des matériaux

Un comportement élasto-plastique est affecté à tous les profilés métalliques de la structure, en suivant la loi contrainte-déformation de l'EN 1994-1-2 à température élevée. Dans le cas où le Té inférieur des solives cellulaires est négligé, ses propriétés mécaniques ($E_{a,\theta}$, $f_{ay,\theta}$, $f_{p,\theta}$) s'annulent irréversiblement à partir de 600 °C. L'acier du Té inférieur ne retrouve donc pas sa résistance en phase de refroidissement.

Le ferrailage de la dalle suit également la loi de comportement définie dans l'EN 1994-1-2 relative à l'acier d'armature. Le comportement du béton est de type Drucker-Prager, comme dans le modèle de poutre mixte proposé en Chapitre II.

Une connexion équivalente à la réalité nécessite de modifier le module d'Young de l'acier des connecteurs T_B , dont le comportement est élastique et indépendant de la température :

$$E_{TB} = E_a \sqrt{l_{mail}/s} \quad (3.2)$$

En plus de leur grande inertie, les connecteurs T_A « noyés » dans les poutres métalliques ont un module d'Young de 21 000 GPa, pour une plus grande rigidité.

3.3. Conditions aux limites et chargement

Les conditions aux limites sont appliquées en tête et en pied des poteaux du bâtiment, autorisant ainsi les rotations des poutres - observées lors de l'essai - comme indiqué en Figure 3.4, où :

- l'axe horizontal X est parallèle aux 4 solives ;
- l'axe horizontal Y est parallèle aux 2 poutres principales ;
- l'axe vertical Z est parallèle aux 6 poteaux.

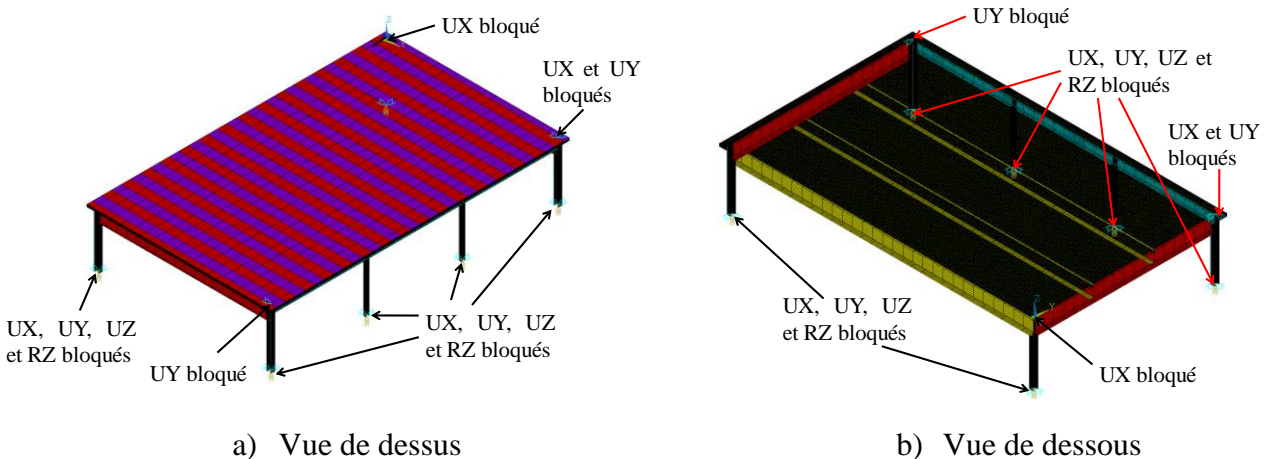


Figure 3.4 : Modèle éléments finis

L'échauffement de la dalle mixte est calculé à différents instants, en utilisant les températures mesurées dans le compartiment au cours de l'essai. Le plancher est ainsi divisé en 3 zones parallèles à l'axe Y. Les températures calculées définissent la charge thermique à appliquer. La charge mécanique tient compte du poids propre et du chargement expérimental, défini comme une charge surfacique sur la face non exposée de la dalle.

Le calcul thermo-mécanique est effectué en considérant des poutres cellulaires sur l'ensemble du plancher (sauf en façade), puis en obturant les ouvertures des poutres périphériques. Dans les deux

cas, la résistance du Té inférieur des poutres cellulaires est soit prise en compte, soit négligée à partir de 600 °C.

3.4. Résultats comparatifs et validation du modèle

Les trois modèles proposés ont été comparés aux résultats expérimentaux, sachant que la flèche au centre de la dalle n'a pas été mesurée. Quel que soit le modèle utilisé, la courbe calculée est très proche de la courbe expérimentale pendant les 30 premières minutes de l'échauffement (Figure 3.7). Au-delà de cette période, un décalage entre la courbe expérimentale et la courbe mesurée est observé. Ce décalage doit être lié au chargement thermique utilisé lors de la simulation. Lors de l'essai, la température du compartiment est mesurée en 5 endroits (4 angles et centre du compartiment), que nous avons réduits à 3 dans nos simulations (Figure 3.5). La périphérie la dalle s'échauffe donc plus rapidement dans nos modèles que dans la réalité. La vitesse des déplacements calculés est donc supérieure à celle des flèches mesurées. On note également que les valeurs maximales des flèches expérimentales et calculées sont très proches, malgré le décalage temporel observé.

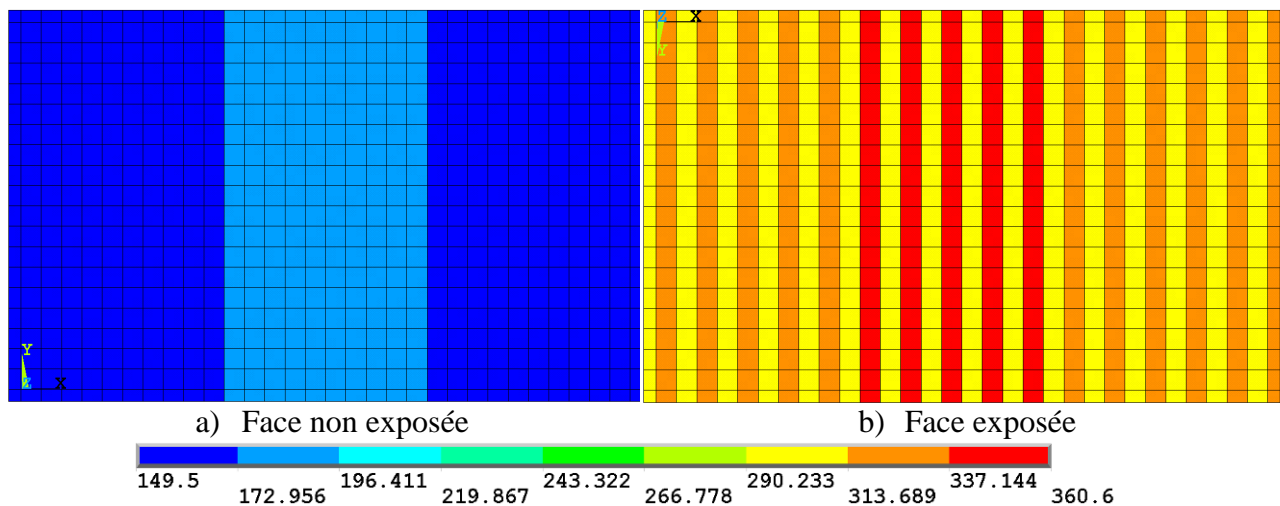


Figure 3.5 : Champ de température de la dalle à $t = 150$ min

Les valeurs maximales atteintes par les modèles 1 et 3 sont atteintes au même instant, avant celles du modèle 2. A partir de cet instant, les courbes des modèles 1 et 3 deviennent parallèles. Par ailleurs, le modèle 2, qui néglige la contribution du Té inférieur, génère les plus grands déplacements, notamment en phase de refroidissement. Les flèches les moins importantes sont observées avec le modèle 1 (Figure 3.6).

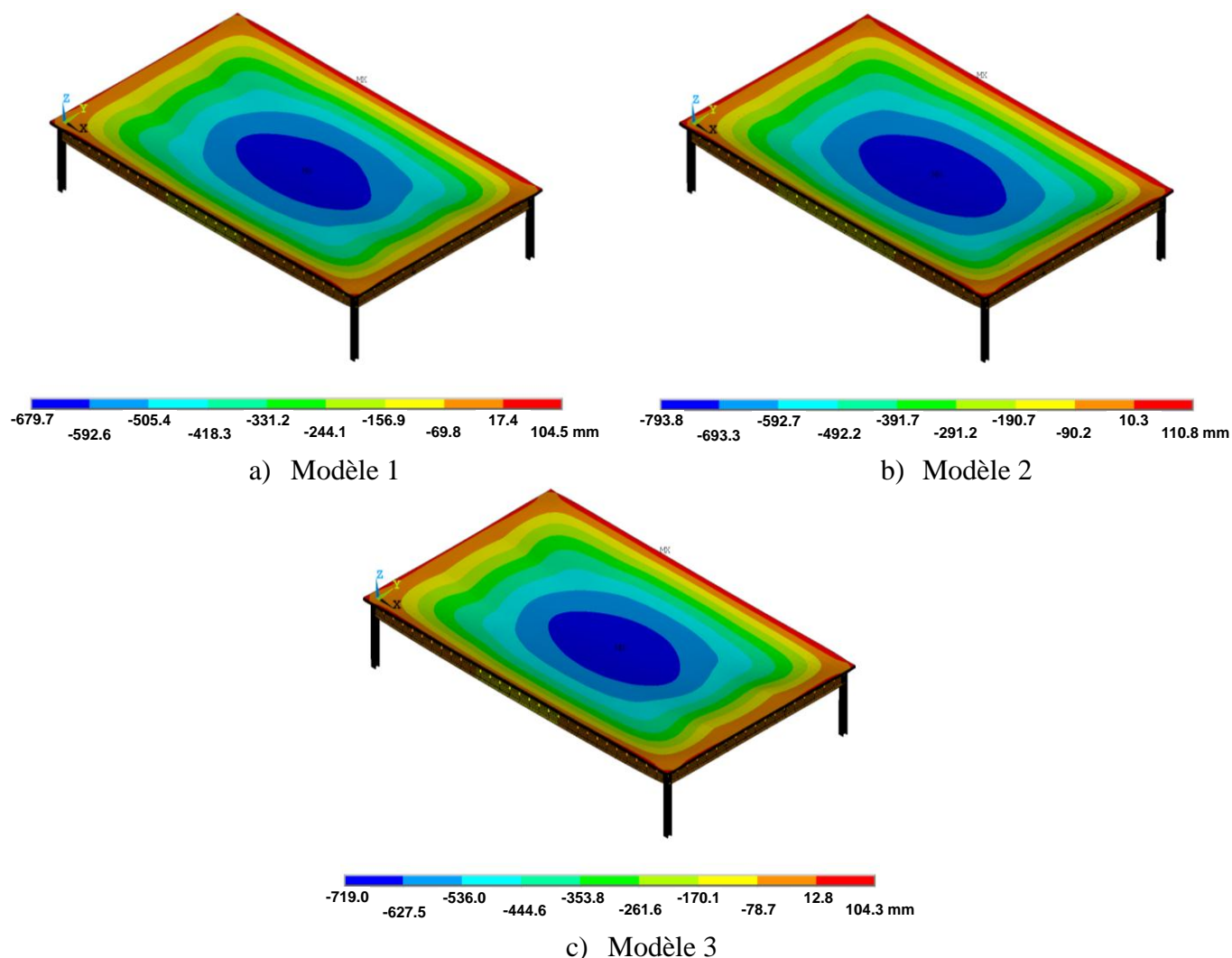


Figure 3.6 : Déplacements verticaux à $t = 150$ min

La simulation de l'essai nous a permis de représenter la section d'une poutre cellulaire de plancher par deux Tés séparés par une distance égale au diamètre ou au rayon des ouvertures. Cette modélisation ne concerne que les solives intermédiaires, car considérer les poutres périphériques comme des poutres cellulaires génère des résultats non sécuritaires, les flèches des poutres périphériques et intérieures calculées étant nettement supérieures aux flèches expérimentales.

Nous allons à présent arrêter notre choix sur l'un des 3 modèles. Ces trois modèles, qui proposent une représentation simplifiée des solives non-protégées, seront comparés à un quatrième modèle tenant compte de la géométrie réelle d'une poutre cellulaire de plancher mixte.

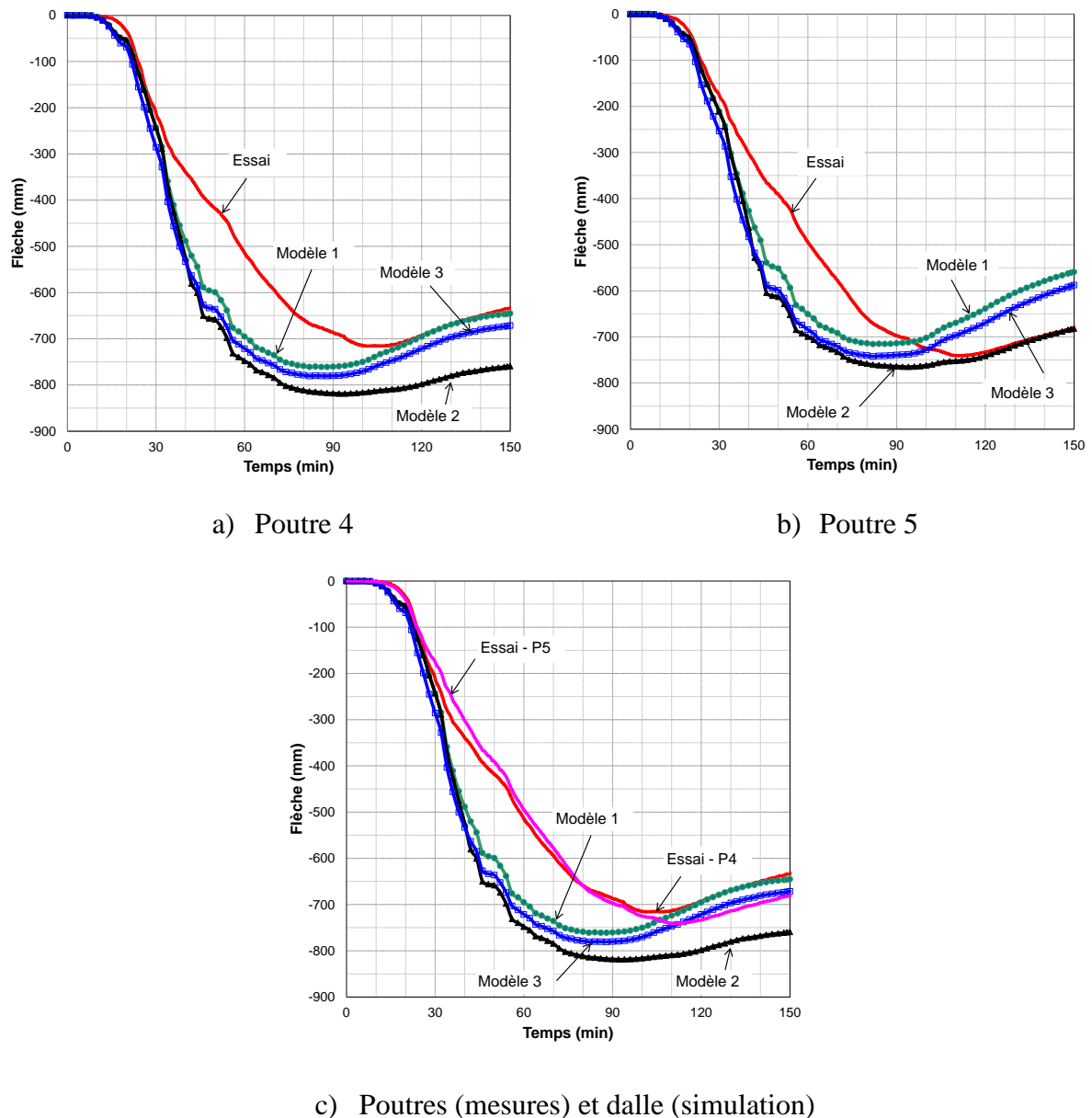


Figure 3.7 : Evolution temporelle de la flèche des poutres et de la dalle

3.5. Choix du modèle numérique

Afin d'arrêter notre choix sur l'un des trois modèles proposés, une représentation plus réaliste de la géométrie des solives non-protégées est maintenant proposée.

Dans ce quatrième modèle, le maillage des poutres non-protégées est basé sur le modèle de poutre cellulaire décrit en Chapitre II. Il est réalisé avec des éléments SHELL281 de type coque à 8 nœuds (au lieu de 4 nœuds comme en Chapitre II, en raison d'un plus grand espacement des connecteurs modélisés), d'une densité moyenne de 30 mm. Les connecteurs le long de ces poutres sont modélisés par des éléments de poutre partant du plan moyen de la semelle supérieure.

La simulation numérique du comportement de l'éprouvette utilisée nécessiterait un temps de calcul considérable, pouvant s'étendre à plusieurs semaines. Nous choisissons donc une dalle plus petite que celle l'essai, en l'occurrence un panneau de 9 m × 9 m. Le diamètre des ouvertures des poutres

Chapitre IV : Modélisation d'un plancher mixte constitué de poutres cellulaires

de l'essai est conservé, soit 400 mm, ainsi que la largeur minimale des montants d'âme, soit 200 mm. Les poutres périphériques et intérieures au panneau sont dimensionnées selon la méthode de Vassart, et la dalle mixte selon la méthode FRACOF (cf. §4).

Les caractéristiques des sections sont fournies en Tableau 3.1, où :

- H_t est la hauteur totale de la poutre ;
- η est le degré de connexion de la poutre ;
- θ_{cr} est la température critique calculée selon la méthode FRACOF, en considérant une section en double T, et le diamètre réel des ouvertures ;
- A_s est la section d'armatures.

Comme lors de l'essai, les profilés dont proviennent les poutres sont constitués d'un acier S355. Comme lors de l'étude paramétrique menée en Chapitre III, la température critique des poteaux - HEB360 – est fixée à 550 °C. La dalle mixte comprend un bac acier trapézoïdal de type Cofraplus 60. Les armatures sont disposées à 45 mm de la face supérieure de la dalle (cf. [NEW 06]), et dimensionnées suivant la méthode FRACOF pour assurer la résistance du plancher.

Poutre principale P1	IPE 450	
	H_t (mm)	609
	η	0,52
	θ_{cr} (°C)	681
Solive P2	IPE 360	
	H_t (mm)	500
	η	0,63
	θ_{cr} (°C)	672
A_s (mm ² /m)		257

Tableau 3.1 : Caractéristiques mécaniques du plancher étudié

Le chargement mécanique applicable en France pour des immeubles de bureaux est constitué :

- d'une charge permanente G = poids propre + 1,25 kN/m² ;
- d'une charge variable Q = 5 kN/m².

D'où une charge pondérée en situation d'incendie de 3,75 kN/m² - contre 3,26 kN/m² lors de l'essai - à laquelle s'ajoute le poids propre de la structure.

Les liaisons entre les solives non-protégées et les poutres principales tiennent compte d'assemblages réels, de type platine d'about aux extrémités des solives intérieures. Pour assurer une liaison rigide, un plat est modélisé au niveau du contact solive – poutre principale.

Afin de réduire la durée d'un calcul avec de petits éléments de type coque, nous admettons une configuration symétrique de la structure étudiée. Ainsi, seule une moitié du plancher est modélisée, en appliquant des conditions de symétrie adéquates (Figure 3.8). Par ailleurs, les conditions aux limites appliquées en tête et en pied des deux poteaux représentés sont les mêmes que lors de la simulation de l'essai. Les conditions aux limites sont résumées en Figure 3.9, où :

- l'axe X est parallèle aux solives ;
- l'axe Y est parallèle aux poutres principales ;

- l'axe Z est parallèle aux poteaux.

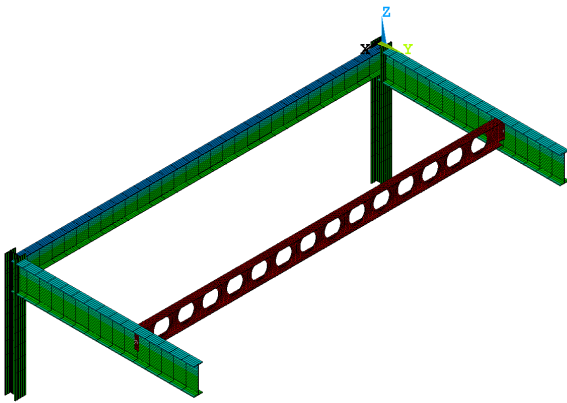


Figure 3.8 : Poutres et poteaux de la structure modélisée

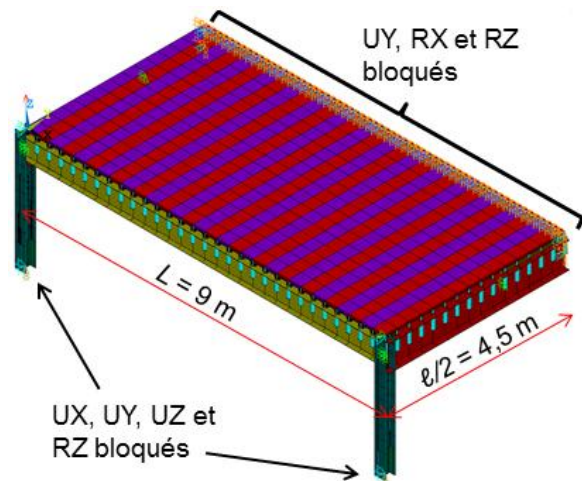


Figure 3.9 : Conditions aux limites appliquées au demi-plancher

L'échauffement est calculé pour une exposition de 90 min à un feu ISO, d'où une épaisseur de dalle de 140 mm pour satisfaire le critère d'isolation thermique I . Le chargement thermique de la solive non-protégée est défini de deux façons (Figure 3.13) :

- la poutre est uniformément échauffée sur sa longueur : le même champ de température est donc appliqué sur toutes les sections (modèles 1, 2, 3 et modèle 4a) ;
- les extrémités de la poutre, assemblées aux poutres principales, s'échauffent moins vite que le reste de la poutre. Cet échauffement non uniforme, observé expérimentalement, est lié d'une part à la protection des poutres principales, et d'autre part à l'effet d'ombre aux extrémités des solives intermédiaires. Il s'agit donc d'une configuration plus réaliste, modélisée par une diminution linéaire de la température (modèle 4b).

Le calcul de transfert thermique est effectué en mode bidimensionnel, en considérant la section nette des solives non-protégées, et la section brute des poutres protégées. A titre indicatif, une comparaison du champ de température obtenu par les deux codes Cast3M et ANSYS sur la solive intérieure est donnée en Figure 3.10, Figure 3.11 et Figure 3.12. Le calcul sous Cast3M est effectué en mode tridimensionnel, sur une moitié de la poutre, suivant le modèle thermique proposé en Chapitre III.

On constate une différence de répartition des températures entre les deux codes. Ceci s'explique par l'interpolation linéaire des températures calculées sur la section nette de la poutre pour obtenir les champs de température résultants. Or, dans, le modèle thermique que nous avons proposé sous Cast3M, le calcul est effectué en mode tridimensionnel à partir de la géométrie réelle de la poutre.

Cependant, à un instant donné (30, 60 ou 90 min, par exemple), les extrema des températures calculées sous ANSYS sont assez proches des extrema obtenus sous Cast3M. Les valeurs calculées sous ANSYS sont légèrement inférieures à celles calculées sous Cast3M, et cette différence diminue au fil du temps. Ceci est mis en évidence par l'écart relatif $\Delta\theta/\theta$ entre les températures obtenues avec Cast3M et ANSYS, défini par l'Equation (3.3), et donné dans le Tableau 3.2.

$$\Delta\theta/\theta = 100 \times \frac{\theta_{Cast3M} - \theta_{ANSYS}}{\theta_{Cast3M}} \quad (3.3)$$

Chapitre IV : Modélisation d'un plancher mixte constitué de poutres cellulaires

Cet écart relatif étant très faible, le modèle de transfert thermique bidimensionnel que nous proposons sous ANSYS permet d'obtenir une estimation acceptable des températures d'une poutre cellulaire non-protégée.

t (min)	Extrema	Cast3M	ANSYS	$\Delta\theta$ (%)
30 min	θ_{\min} (°C)	685	667	3
	θ_{\max} (°C)	835	800	4
60 min	θ_{\min} (°C)	882	875	1
	θ_{\max} (°C)	944	937	1
90 min	θ_{\min} (°C)	964	963	< 1
	θ_{\max} (°C)	1 006	1 001	< 1

Tableau 3.2 : Ecart relatif entre les températures calculées avec Cast3M et avec ANSYS

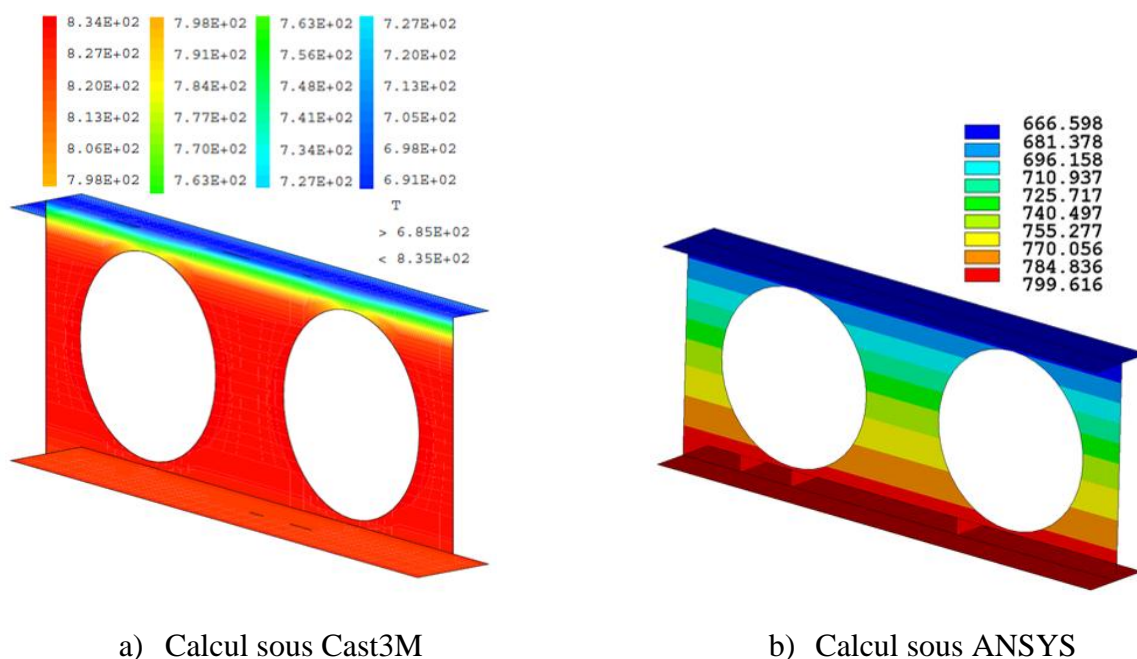


Figure 3.10 : Comparaison du champ de température à $t = 30$ min (calculs sous Cast3M et ANSYS)

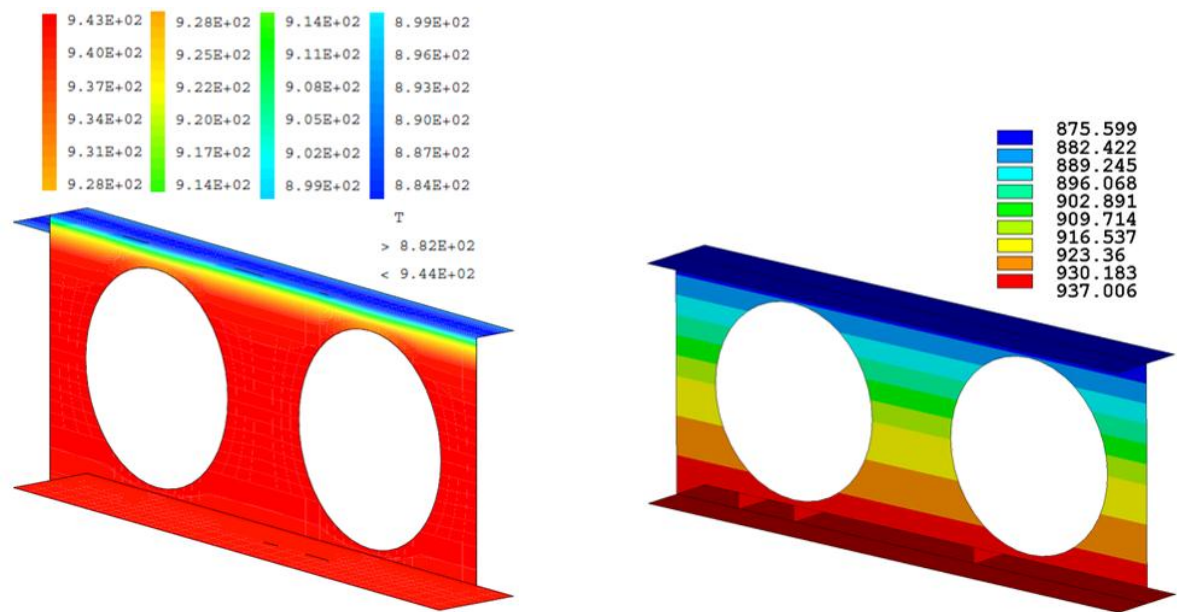


Figure 3.11 : Comparaison du champ de température à $t = 60$ min (calculs sous Cast3M et ANSYS)

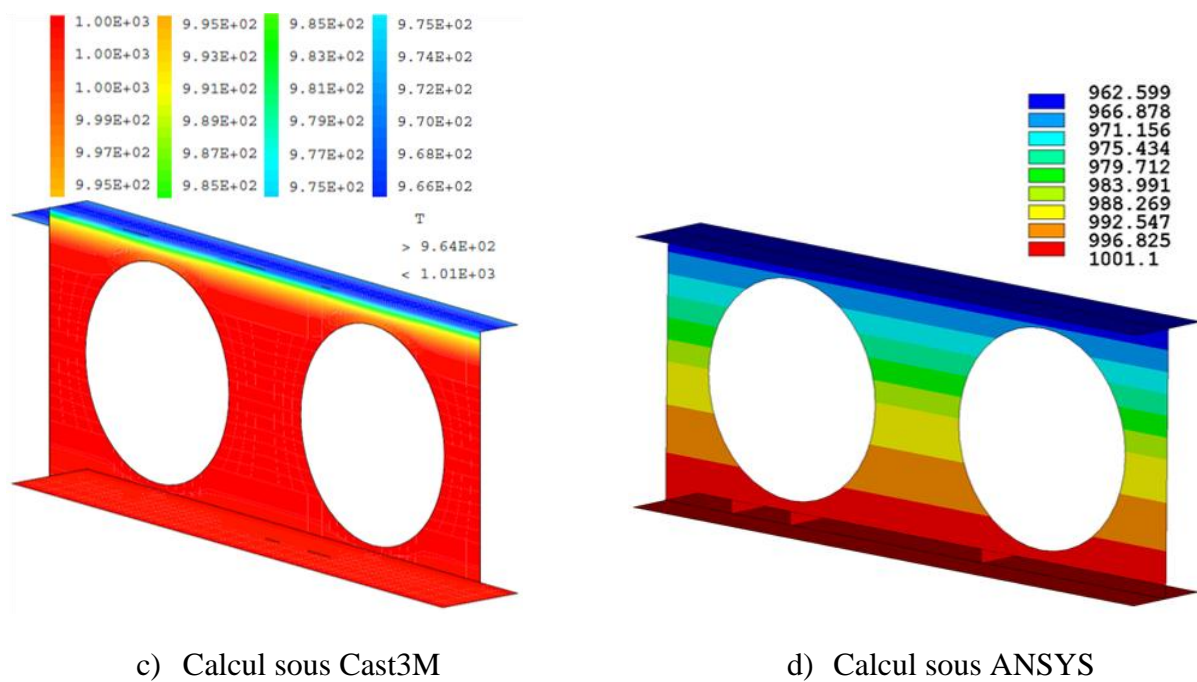


Figure 3.12 : Comparaison du champ de température à $t = 90$ min (calculs sous Cast3M et ANSYS)

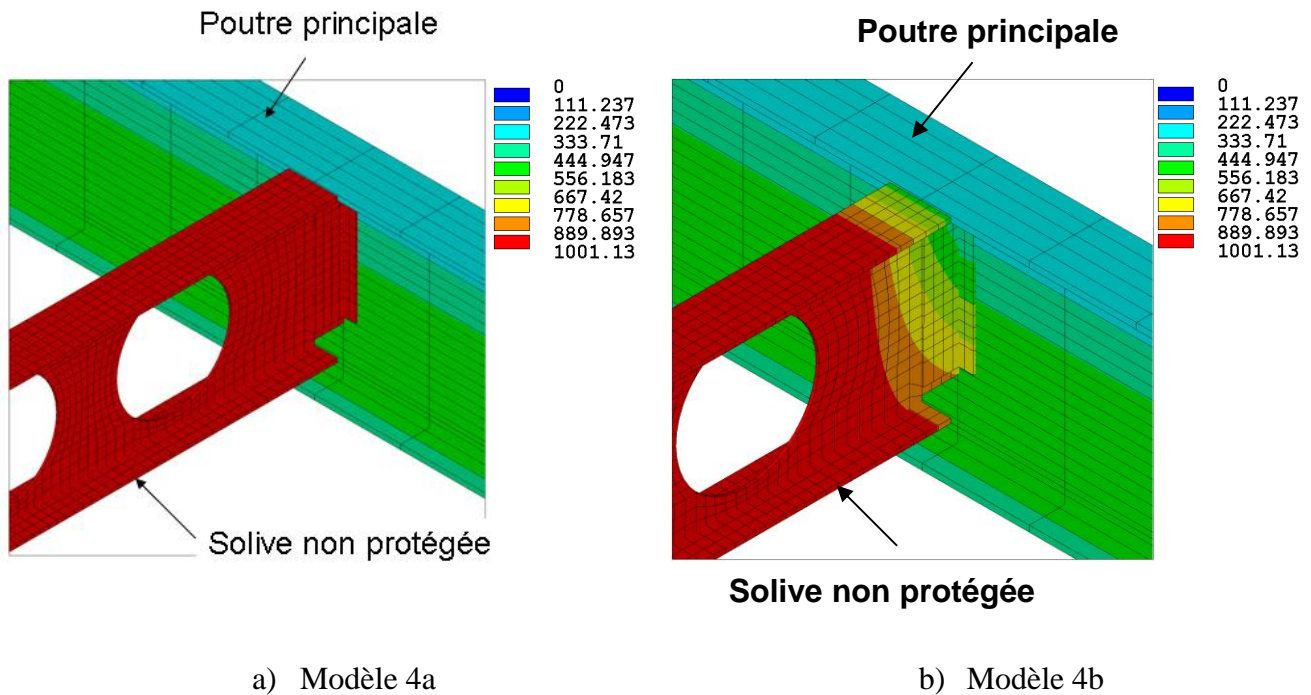


Figure 3.13 : Champ de température au niveau d'un assemblage à $t = 90$ min

Aux deux extrémités de la solive non-protégée, la modélisation d'un assemblage et la dilatation thermique gênée induisent une combinaison de sollicitations mécaniques M-N-V, d'où une déformation importante des ouvertures par effet Vierendeel. De plus, comme lors de l'essai, la solive intérieure (non-protégée) a tendance à suivre la rotation de la dalle, c'est-à-dire à se déplacer vers l'extérieur. Or, ce mouvement s'oppose aux déplacements limités des deux extrémités de cette solive, assemblée aux poutres principales. Le déplacement latéral de la solive non-protégée vers l'extérieur du plancher est ainsi réfréné par la présence d'assemblages. De ce fait, la membrure supérieure de cette solive s'éloigne du centre du plancher, tandis que la membrure inférieure s'en rapproche. On observe ainsi un déversement de l'âme de la solive non-protégée vers le centre du plancher, illustré sur les Figure 3.15 à Figure 3.18.

Ce phénomène se produit aussi bien dans le cas d'un échauffement uniforme que dans le cas d'une interpolation de la température aux extrémités de la poutre. Il est toutefois plus marqué lorsque les extrémités sont moins échauffées, configuration plus réaliste. La réduction de la hauteur de la solive non-protégée suite au déversement permet de justifier le choix d'une section nette réduite (modèle 3), pour représenter une solive cellulaire non-protégée faisant partie intégrante d'un plancher en situation d'incendie.

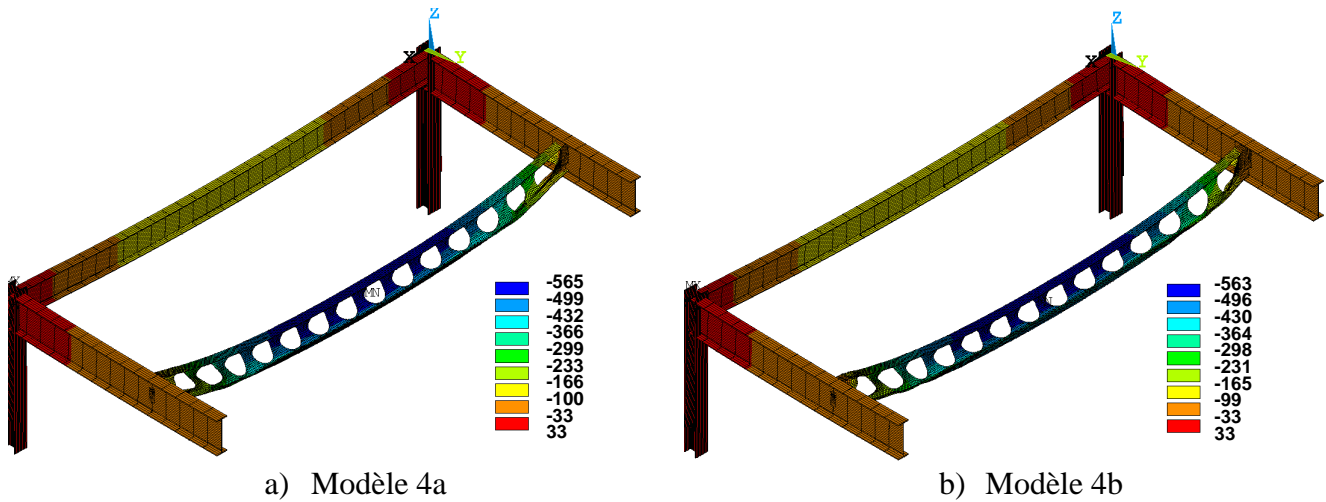


Figure 3.14 : Déplacements verticaux (mm) de l'ossature à $t = 90$ min

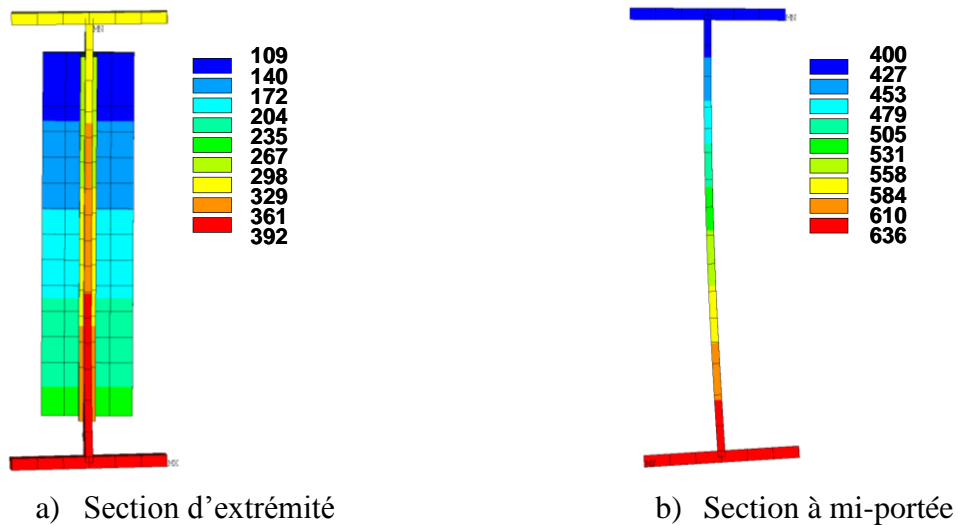


Figure 3.15 : Champ de température sur les sections déformées à $t = 15$ min

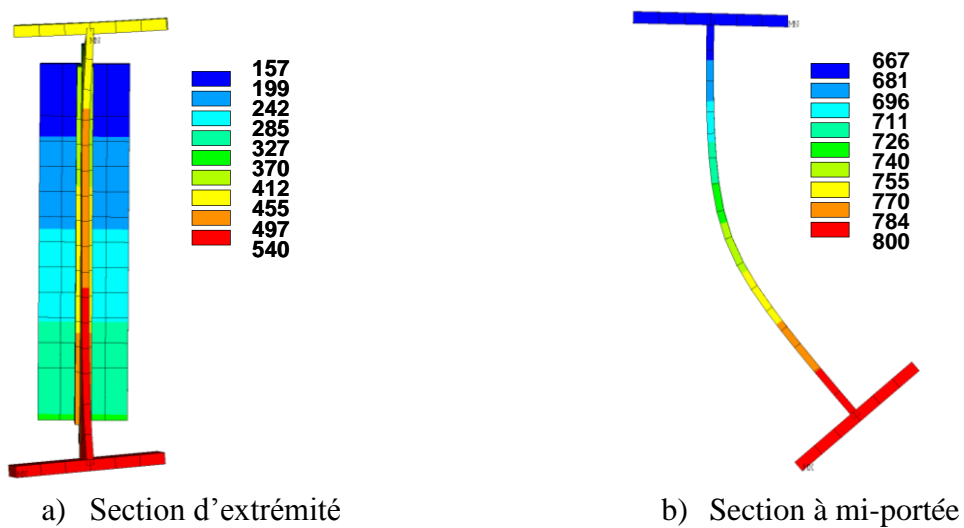


Figure 3.16 : Champ de température sur les sections déformées à $t = 30$ min

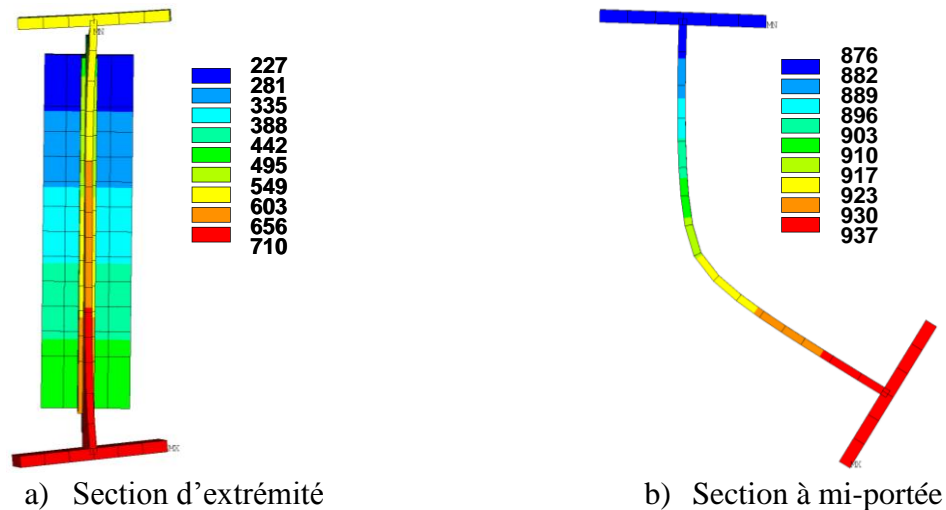


Figure 3.17 : Champ de température sur les sections déformées à $t = 60$ min

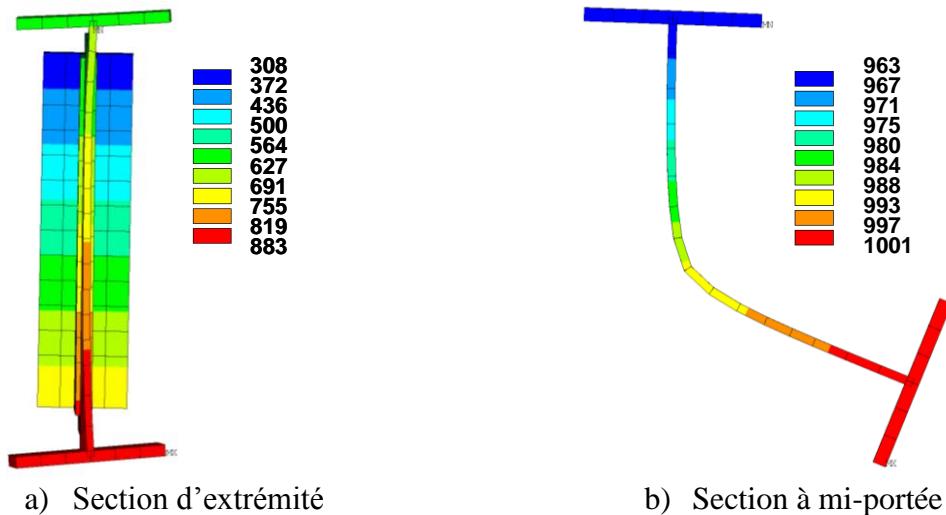


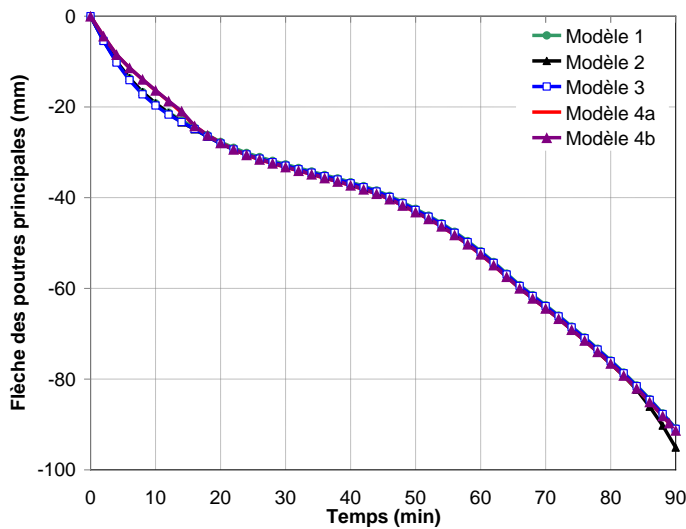
Figure 3.18 : Champ de température sur les sections déformées à $t = 90$ min

La Figure 3.19 donne l'évolution de la flèche des poutres (protégées et non-protégée), et de la dalle. Du fait du déversement de la solive non-protégée, la flèche de cette poutre est calculée au niveau du contact avec la dalle, à la jonction âme – semelle supérieure. Au début de l'échauffement, les flèches augmentent plus rapidement dans les modèles en éléments de poutre (1, 2 et 3) que dans les modèles en éléments de coque (4a et 4b). En raison d'une inertie plus faible de la section de la solive non-protégée dans les modèles en poutres, l'augmentation de la flèche au début de l'échauffement est plus importante pour les modèles en éléments de poutre (1, 2 et 3) que pour les modèles en éléments de coque (4a et 4b).

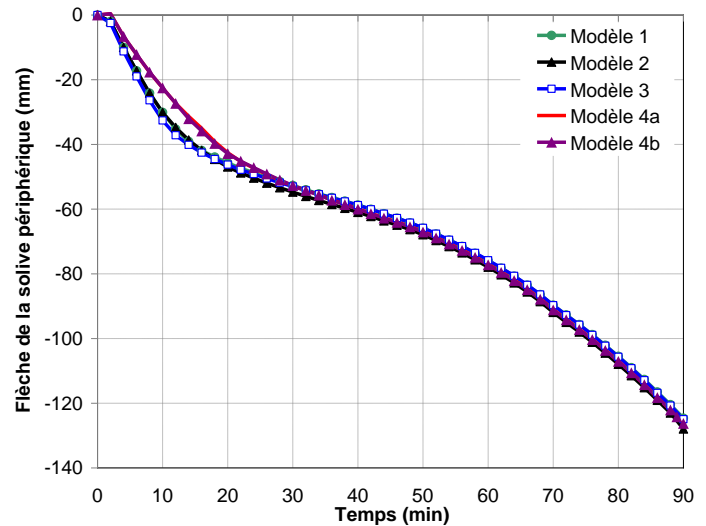
A partir de 20 min, pour une poutre protégée ou non, ainsi que pour la dalle, la flèche évolue à la même vitesse dans l'ensemble des modèles. Les courbes d'évolution temporelles sont alors parallèles pour la solive intérieure et la dalle, et superposées pour les poutres protégées.

On note que la solive intérieure fléchit le plus dans le modèle 2, où la contribution du Té inférieur est négligé à partir de 600 °C. Par ailleurs, la solive intérieure fléchit plus dans les modèles en coques que dans les modèles en poutres 1 et 3. Pour rappel, un assemblage entre la solive non-protégée et une poutre principale est représenté par une liaison entre le nœud de la solive et le nœud de la poutre principale. Tandis que dans les modèles en coques, il est représenté entre tous les nœuds de la platine d'extrémité et le nœud de la poutre principale, ce qui lui confère une plus

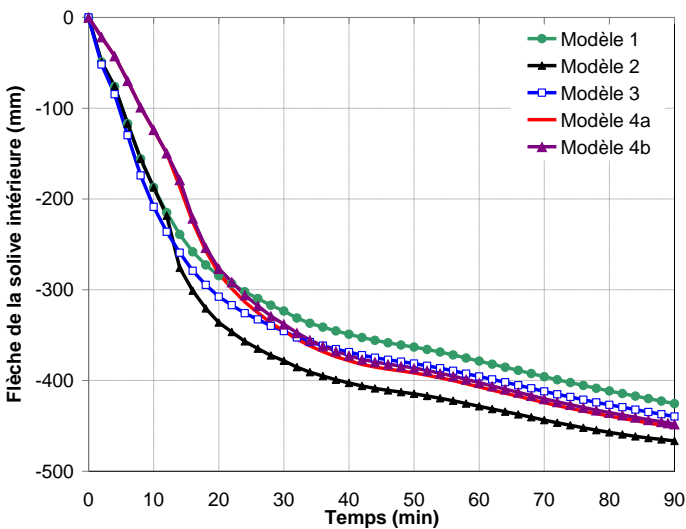
grande rigidité. Ainsi, dans les deux modèles en coques 4a et 4b, l'effet combiné du déversement et de l'empêchement de dilatation conduit à une plus grande flèche de la solive non-protégée et de la dalle que dans les modèles en poutres 1 et 3.



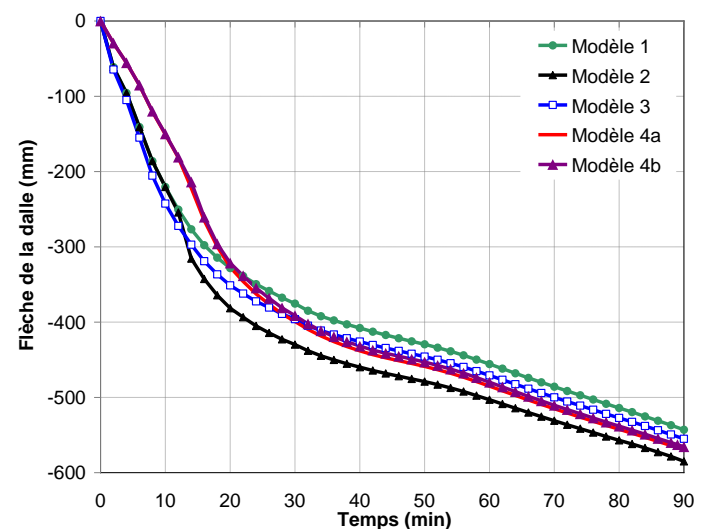
a) Poutres principales



b) Solive périphérique



c) Solive intérieure



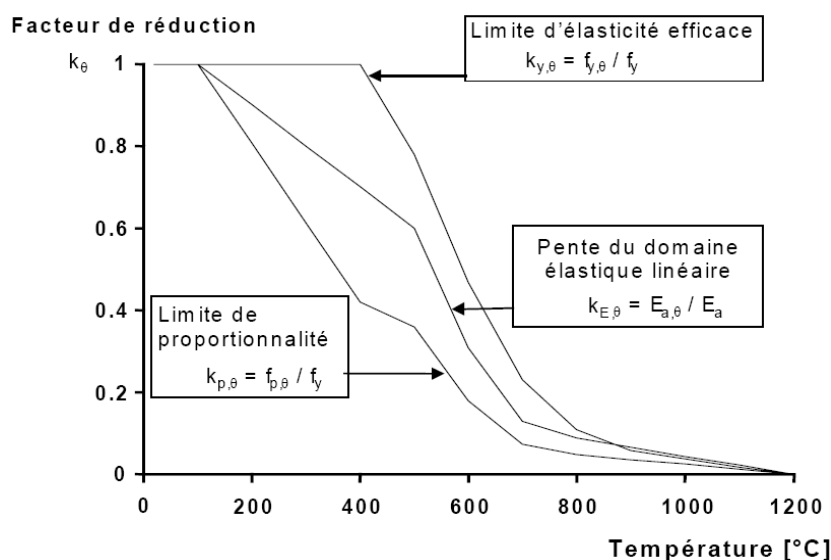
d) Dalle

Figure 3.19 : Evolution temporelle de la flèche

La prise en compte d'une diminution progressive de l'échauffement aux extrémités de la solive intérieure ne semble par ailleurs pas avoir d'impact majeur sur le comportement global de la structure. Il est donc possible de considérer un échauffement longitudinal uniforme, comme nous l'avons fait dans les modèles 1, 2 et 3.

Les coefficients de réduction des propriétés mécaniques de l'acier sont rappelés en Figure 3.20. A 600 °C, la limite d'élasticité f_{ay} et le module d'Young E_a conservent encore 50 % et 70 % de leur valeur à 20 °C, respectivement. De ce fait, négliger la contribution du Té inférieur d'une poutre cellulaire non-protégée échauffée au-delà de 600 °C conduit à des résultats très pessimistes.

Le modèle 3, qui fournit des résultats plus réalistes que le modèle 1, est donc retenu pour la suite de nos travaux, en considérant un échauffement longitudinal uniforme des poutres, qu'elles soient protégées ou non.



Lors de la simulation de l'essai, le blocage des mouvements latéraux en tête de poteau induit un empêchement local de dilatation du plancher, d'où des déplacements verticaux importants, très proches du critère de flèche admissible de la méthode FRACOF (Figure 3.7c)). Dans la réalité, le plancher n'est pas isolé du reste du bâtiment, d'où une continuité du ferrailage sur au moins l'un des 4 bords de la dalle. Selon les simulations numériques menées dans le cadre du projet FRACOF, les flèches sont beaucoup plus importantes pour un panneau d'angle que pour un panneau comportant au moins 3 poutres périphériques intérieures au bâtiment.

Dans la suite de nos travaux, nous considérons des panneaux d'angle, avec deux bords consécutifs continus. Le modèle numérique 3 basé sur une section nette réduite des solives intérieures, et un échauffement longitudinal uniforme, peut donc être utilisé dans une étude paramétrique pour vérifier l'extension de la méthode FRACOF à des poutres cellulaires proposée en Chapitre III. Cette extension tient compte d'une réduction de la hauteur de la section, conformément au modèle numérique retenu.

4. Etude paramétrique

Cette étude paramétrique reprend les dimensions de dalle mixte de l'étude menée dans le cadre du projet FRACOF (cf. Chapitre III §6.7). L'intérêt de cette thèse portant sur l'activation de l'effet membrane sur un plancher constitué des poutres cellulaires de grande portée, la portée minimale des solives est de 9 m, ce qui revient à éliminer les panneaux de 6 m × 6 m.

4.1. Caractéristiques géométriques et mécaniques

Comme lors de l'essai au feu, l'acier des poutres est de nuance S355, et la dalle mixte est constituée d'un béton normal C25/30. Le bac acier est de type Cofraplus 60, communément utilisé sur le marché français. Les armatures sont disposées à 45 mm de la face supérieure de la dalle (cf. [NEW

Chapitre IV : Modélisation d'un plancher mixte constitué de poutres cellulaires

06]), et dimensionnées suivant la méthode FRACOF pour assurer la résistance du plancher. Les treillis, isotropes, sont choisis dans la gamme ST. Les connexions dalle – poutres sont assurées par une rangée de goujons de type Nelson. L'épaisseur de la dalle est déterminée pour satisfaire le critère d'isolation thermique I . Quelles que soient les dimensions de la dalle, les 4 poteaux d'angle sont des HEB260 de 3 m de haut.

Les sections des poutres périphériques et intérieures sont choisies parmi les profilés normalisés de type ACB à base d'IPE. Elles sont dimensionnées à partir de la méthode de [BIT 06] (Chapitre II), tout en veillant lors de la simulation à obturer les ouvertures des poutres périphériques. Comme lors de l'essai, les ouvertures des poutres ont un diamètre de 400 mm. Compte tenu du diamètre des ouvertures et du type de profilé de base, la hauteur minimale des poutres est de 500 mm.

Les caractéristiques de l'étude paramétrique sont donnés en Tableau 4.1 et Tableau 4.2, où :

- P1 désigne les poutres principales ;
- P2 désigne les solives ;
- H_t est la hauteur totale de la poutre (mm) ;
- η est le degré de connexion de la poutre ;
- θ_{cr} est la température critique (°C) calculée selon la méthode FRACOF, en considérant une section en double Té, et le diamètre réel des ouvertures. Par mesure conservative, cette valeur correspond au cas où les poutres de rive sont en acier seul. Elle est donc inférieure à la valeur obtenue en configuration mixte, et très faible pour les solives de grande portée (~ 400 °C). Ceci implique des épaisseurs de protection très importantes comparées à des poutres à âme pleine ;
- A_s est la section d'armature (mm² par mètre linéaire de portée).

		L (m)											
ℓ (m)	Q (kN/m ²)	9				12				15			
6 ou 7,5*	2,5	P1	IPE 400		P1	IPE 400		P1	IPE 500				
			H_t	507		H_t	553		H_t	639			
			η	0,59		η	0,59		η	0,59			
			θ_{cr}	763		θ_{cr}	758		θ_{cr}	713			
		P2	IPE 360		P2	IPE 360		P2	IPE 400				
			H_t	500		H_t	501		H_t	515			
			η	0,63		η	0,83		η	0,92			
			θ_{cr}	679		θ_{cr}	575		θ_{cr}	444			
		A_s	257		A_s	385		A_s	385				
		5	P1	IPE 450		P1	IPE 450		P1	IPE 600			
				H_t	550		H_t	611		H_t	694		
				η	0,59		η	0,59		η	0,59		
	θ_{cr}			759	θ_{cr}		755	θ_{cr}		725			
	P2		IPE 360		P2	IPE 450		P2	IPE 450				
			H_t	500		H_t	538		H_t	592			
			η	0,63		η	0,62		η	0,77			
			θ_{cr}	645		θ_{cr}	595		θ_{cr}	438			
	A_s		257		A_s	385		A_s	503				
	9		2,5	P1	IPE 500		P1	IPE 500		P1	IPE 550		
					H_t	577		H_t	661		H_t	706	
					η	0,59		η	0,59		η	0,59	
		θ_{cr}			688	θ_{cr}		678	θ_{cr}		681		
		P2		IPE 360		P2	IPE 360		P2	IPE 450			
				H_t	500		H_t	501		H_t	538		
η				0,63	η		0,83	η		0,79			
θ_{cr}				679	θ_{cr}		575	θ_{cr}		406			
A_s		257		A_s	257		A_s	385					
5		P1		IPE 550		P1	IPE 600		P1	IPE 750×196			
				H_t	654		H_t	724		H_t	771		
				η	0,59		η	0,59		η	0,59		
	θ_{cr}		694	θ_{cr}	696		θ_{cr}	734					
	P2	IPE 360		P2	IPE 450		P2		IPE 500				
		H_t	500		H_t	538		H_t	605				
		η	0,63		η	0,62		η	0,91				
		θ_{cr}	645		θ_{cr}	595		θ_{cr}	444				
A_s	257		A_s	385		A_s	385						

Tableau 4.1 : Paramètres géométriques et températures critiques des poutres périphériques – R60

* $\ell = 6$ m si $L < 15$ m, ou 7,5 m sinon

		L (m)					
ℓ (m)	Q (kN/m ²)	9		12		15	
6 ou 7,5*	2,5	P1	IPE 360	P1	IPE 400	P1	IPE 500
			H_t 523		H_t 557		H_t 647
			η 0,52		η 0,52		η 0,52
			θ_{cr} 750		θ_{cr} 755		θ_{cr} 699
		P2	IPE 360	P2	IPE 360	P2	IPE 400
			H_t 500		H_t 502		H_t 517
			η 0,63		η 0,83		η 0,92
			θ_{cr} 672		θ_{cr} 569		θ_{cr} 400
		A_s	257	A_s	385	A_s	385
	5	P1	IPE 450	P1	IPE 500	P1	IPE 600
			H_t 552		H_t 593		H_t 701
			η 0,52		η 0,52		η 0,52
			θ_{cr} 758		θ_{cr} 761		θ_{cr} 723
		P2	IPE 360	P2	IPE 450	P2	IPE 450
			H_t 500		H_t 539		H_t 593
			η 0,63		η 0,62		η 0,74
			θ_{cr} 639		θ_{cr} 591		θ_{cr} 425
		A_s	257	A_s	385	A_s	503
9	2,5	P1	IPE 450	P1	IPE 550	P1	IPE 600
			H_t 609		H_t 636		H_t 679
			η 0,52		η 0,52		η 0,52
			θ_{cr} 681		θ_{cr} 681		θ_{cr} 684
		P2	IPE 360	P2	IPE 360	P2	IPE 450
			H_t 500		H_t 502		H_t 541
			η 0,63		η 0,83		η 0,79
			θ_{cr} 672		θ_{cr} 569		θ_{cr} 400
		A_s	257	A_s	257	A_s	385
	5	P1	IPE 550	P1	IPE 600	P1	IPE 750×196
			H_t 659		H_t 745		H_t 771
			η 0,52		η 0,52		η 0,52
			θ_{cr} 694		θ_{cr} 695		θ_{cr} 738
		P2	IPE 360	P2	IPE 450	P2	IPE 500
			H_t 500		H_t 539		H_t 606
			η 0,63		η 0,62		η 0,91
			θ_{cr} 639		θ_{cr} 591		θ_{cr} 450
		A_s	257	A_s	385	A_s	503

Tableau 4.2 : Paramètres géométriques et températures critiques des poutres périphériques – R90

* ℓ = 6 m si $L < 15$ m, ou 7,5 m sinon

Pour préserver leur aspect esthétique, les poutres périphériques et les poteaux sont protégés contre le feu ISO 834 par une peinture intumescente de type Unitherm 38091, dont les propriétés thermiques ont été obtenues expérimentalement pour d'autres projets de recherche.

4.2. Conditions aux limites et conditions de chargement

Les planchers étudiés étant situés à l'angle d'un bâtiment, des conditions de continuité sont appliquées sur les deux bords intérieurs, alors que les mouvements des bords de rive sont libres. Les déplacements des pieds des 4 poteaux sont bloqués. Les conditions aux limites sont résumées en Figure 4.1, où :

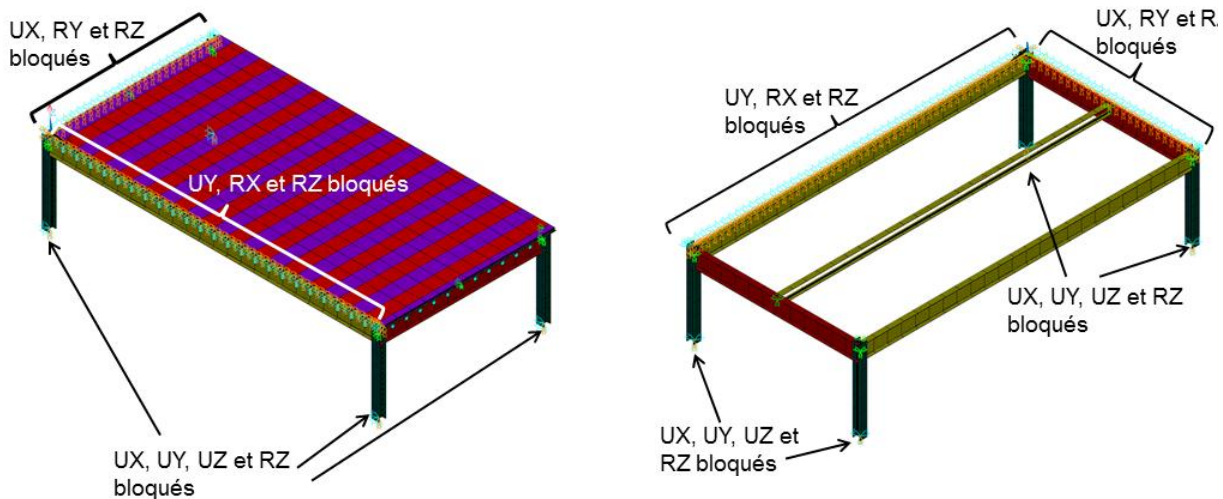
- l'axe X est parallèle aux solives ;
- l'axe Y est parallèle aux poutres principales ;
- l'axe Z est parallèle aux poteaux.

Comme pour l'étude menée au cours du projet FRACOF, 2 cas de chargement mécanique applicables en France pour des immeubles de bureaux sont considérés :

- $G = \text{poids propre} + 1,25 \text{ kN/m}^2$; $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.
- $G = \text{poids propre} + 1,25 \text{ kN/m}^2$; $Q = 5 \text{ kN/m}^2$.

Les temps de calcul relativement importants nous amènent à ne considérer que 2 durées d'exposition, à savoir 60 et 90 min.

Les flèches maximales calculées sont comparées au critère de flèche $(L + \ell)/30$ de la méthode FRACOF.



a) Vue d'ensemble du plancher

b) Vue des poutres et des poteaux

Figure 4.1 : Conditions aux limites appliquées dans l'étude paramétrique de planchers mixtes

4.3. Résultats de l'étude paramétrique

Les 24 calculs ont pu être menés jusqu'à terme, sans problème de convergence, en dépit des températures très élevées des solives intérieures (de 930 °C au bout de 60 min à 1 000 °C au bout de 90 min). L'échauffement de ces poutres et de la sous-face de la dalle génère d'importantes flèches sans provoquer de ruine du plancher, ce qui confirme l'activation d'un effet membrane.

Grâce à la protection qui leur est appliquée, les poutres périphériques se sont peu déformées, assurant ainsi leur rôle d'appui de la dalle pendant toute la durée d'exposition au feu étudiée. Une comparaison des flèches calculées et du critère de la méthode FRACOF est donnée en Figure 4.2. Dans toutes les configurations étudiées, la flèche obtenue par la simulation numérique est inférieure

au critère de flèche de la méthode FRACOF. Aussi, bien que la flèche de la dalle ne traduise pas directement la capacité portante de la dalle, cette comparaison montre que le critère retenu dans la méthode FRACOF place cette dernière du côté de la sécurité.

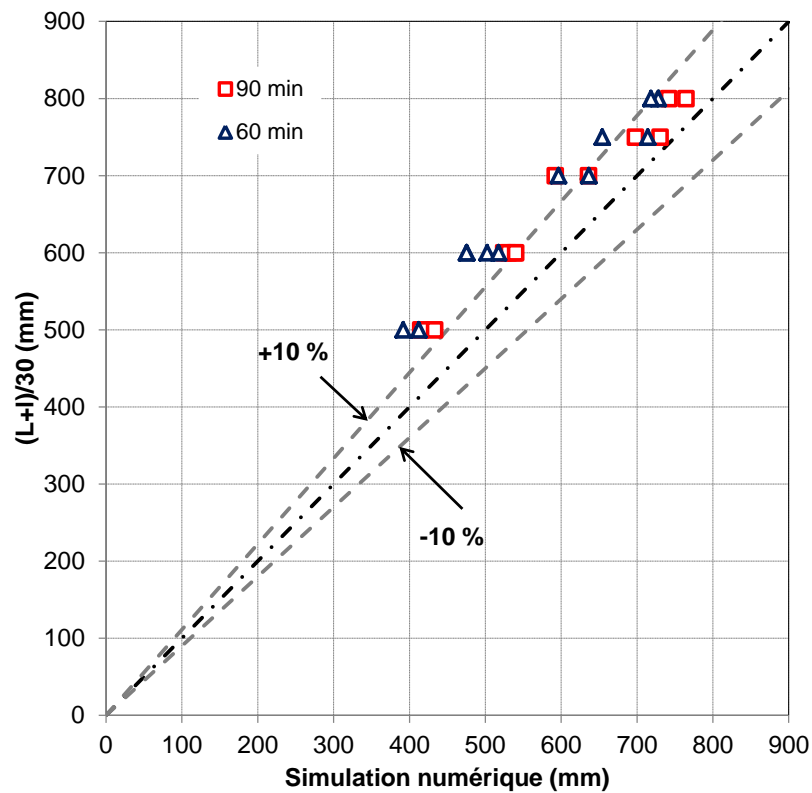


Figure 4.2 : Comparaison entre la flèche calculée avec le modèle 3 et le critère $(L + l)/30$

5. Conclusion

Dans ce dernier chapitre, les résultats d'un essai au feu réel de plancher mixte en grandeur nature ont été présentés. Le plancher était principalement constitué de poutres cellulaires. Suivant les principes de la méthode FRACOF, toutes les poutres périphériques, cellulaires ou à âme pleine, étaient protégées. Aucune protection n'était appliquée aux solives intérieures. Au cours de l'essai, l'importance des déplacements verticaux a mis en évidence l'activation d'un effet membrane. Un flambement des montants d'extrémité et un déversement des solives non-protégées ont été observés, sans provoquer de ruine globale. Cette dernière résulte plutôt d'une fissuration en partie centrale de la dalle, mode de ruine inclus dans la méthode FRACOF.

Le comportement des poutres intérieures a été retrouvé par la simulation du comportement d'un plancher sous feu ISO, dont les solives avaient une portée plus faible que lors de l'essai. Le modèle numérique utilisé repose sur une représentation complète de la géométrie des solives intérieures et des assemblages entre ces solives et les poutres principales du plancher, à partir d'éléments de type coque. Une représentation simplifiée des poutres cellulaires à partir d'éléments de type poutre a également été proposée pour réduire les temps de calcul numérique.

Ce modèle numérique « simplifié » a été confronté aux résultats de l'essai, en utilisant les températures mesurées pour la simulation. Il a également pu être validé par une comparaison à une représentation plus réaliste de la géométrie des poutres, mettant en évidence le flambement et le déversement des solives intérieures vers le centre de la dalle. La modélisation « simplifiée » retenue consiste à utiliser une section nette réduite pour les solives non-protégées et la section brute réelle des poutres protégées.

A partir du modèle numérique retenu, une étude paramétrique a ensuite pu être menée, en faisant varier l'épaisseur de la dalle, la portée des poutres et la charge mécanique appliquée. Quelle que soit la configuration étudiée, l'importance des flèches induites par l'échauffement des solives intérieures et de la dalle, sans ruine du plancher, a confirmé l'activation d'un effet membrane. Les valeurs de ces flèches ont été comparées au critère défini par la méthode FRACOF. Ce critère n'ayant été violé dans aucune des simulations numériques, l'étude paramétrique a mis en évidence le côté sécuritaire de la méthode FRACOF étendue à des poutres cellulaires.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le travail de recherche mené dans le cadre de cette thèse a permis de proposer un modèle de comportement thermo-mécanique de plancher mixte constitué de poutres cellulaires à température élevée.

En nous appuyant sur les travaux de recherche existants à ce jour, nous avons tout d'abord étudié le comportement des poutres cellulaires en tant qu'éléments structuraux isolés. Un modèle numérique tridimensionnel de poutres cellulaires en acier et mixtes acier – béton a ainsi été développé avec le logiciel Cast3M, en partant des lois de comportement mécanique définies par les normes européennes. Ce modèle a été validé par une comparaison à des résultats d'essais à température normale.

Une campagne d'essais au feu a ensuite été menée sur des poutres cellulaires mixtes non-protégées. Le modèle numérique validé à 20 °C a été calibré sur ces résultats expérimentaux, pour évaluer le champ de température d'une poutre soumise à un feu ISO, et son comportement mécanique. Toutefois, le calcul thermo-mécanique n'a pu être mené de manière satisfaisante sous Cast3M, ce qui nous a amené à créer une procédure de couplage entre Cast3M pour la création du maillage et le calcul de transfert thermique, et ANSYS pour l'analyse thermo-mécanique. Une bonne adéquation entre les essais au feu et leur simulation numérique a permis de valider ce modèle de poutre mixte à température élevée, aussi bien en termes de températures critiques, de déplacements que de modes de ruine.

Ce modèle numérique a ensuite été utilisé pour une étude paramétrique portant sur l'influence des dimensions de poutres en acier et mixtes isostatiques, de leur propriétés mécaniques, et des conditions de chargement mécanique. Les résultats numériques ont été comparés avec une méthode analytique existante basée sur les Eurocodes, et ont mis en évidence son côté globalement sécuritaire. Toutefois, ne disposant pas de résultats d'essais au feu de poutres en acier, nous ne pouvons pas être certains de la pertinence de notre modèle de poutre métallique en situation d'incendie, ce qui pourrait remettre en question les résultats de cette étude paramétrique concernant les poutres en acier seul.

Malgré cette incertitude, l'intérêt de nos travaux porte sur la contribution de poutres cellulaires lors de l'activation d'un effet membrane sur une dalle à température élevée, en configuration mixte. Nous avons donc poursuivi nos travaux sur le comportement des poutres cellulaires mixtes en tant que partie intégrante d'un plancher en situation d'incendie.

Au préalable, nous nous sommes intéressés à l'activation de l'effet membrane sur des dalles en situation d'incendie, notamment à travers une méthode analytique existante de calcul au feu des planchers mixtes. Cette méthode part de la résistance mécanique d'une dalle déduite de la théorie des lignes de rupture, pour déterminer un coefficient de majoration de cette résistance. Ce coefficient est obtenu à partir de la combinaison d'une flèche « thermique » due au gradient thermique sur l'épaisseur de la dalle, et d'une flèche « mécanique » due aux sollicitations mécaniques et à la dégradation des propriétés thermo-mécaniques des matériaux. Il tient également compte de la contribution des solives intermédiaires, non connectées aux poteaux et non-protégées, à la capacité portante du système mixte ainsi constitué.

Après avoir adapté cette méthode aux normes européennes, nous en avons proposé une extension à des poutres cellulaires. La contribution des solives intérieures non-protégées étant déterminée à partir de leur moment résistant à température élevée, nous avons considéré la section droite la plus défavorable d'une poutre cellulaire, en l'occurrence au droit des ouvertures. Nous en avons déduit la résistance en flexion à utiliser dans le calcul de la capacité portante du système complet. Nous

Conclusion générale

avons tenu compte de la forme de cette section nette en double T pour en estimer l'échauffement, en divisant l'âme en 2 parties à facteurs de massivité différents.

Cette proposition nécessitant une vérification, un essai en grandeur nature de plancher mixte, essentiellement constitué de poutres cellulaires de grande portée, a été mené sous feu réel. Les résultats expérimentaux ont servi de calibrage à un modèle numérique tridimensionnel réalisé avec ANSYS, qui tient compte du déversement des solives intérieures suite à leur échauffement et à la déformation de la dalle. Une étude paramétrique a alors été réalisée pour comparer l'extension de la méthode analytique proposée au modèle numérique validé.

Dans toutes les configurations étudiées, la flèche du plancher obtenue par une simulation numérique reste inférieure au critère de flèche de la méthode FRACOF. Le dimensionnement d'un plancher de poutre cellulaire à partir de l'extension proposée de cette méthode à des poutres cellulaires place donc du côté de la sécurité. L'objectif principal de cette thèse étant atteint, il convient d'en définir quelques perspectives proposées dans ce qui suit.

Afin de représenter le comportement au feu d'une poutre cellulaire mixte, nous avons combiné deux codes basés sur la méthode des éléments finis. Le premier – Cast3M - nous sert à définir le maillage et le champ de température de la poutre, et le second – ANSYS - à effectuer l'analyse thermomécanique. Bien que ce couplage produise des résultats satisfaisants, l'idéal serait d'utiliser un seul code pour l'ensemble de l'étude d'une poutre cellulaire en situation d'incendie. Un modèle « robuste » de comportement du béton, tenant compte de températures élevées, pourrait par exemple être implémenté dans le code Cast3M pour des éléments de coques minces, ce qui ne semble pas être le cas actuellement.

Par ailleurs, les modèles numérique et analytique retenus pour l'étude de planchers mixtes constitués de poutres cellulaires ont été validés pour des montants d'âme peu élancés. En effet, lors de l'essai au feu ayant servi de calibrage au modèle numérique retenu, la largeur des montants d'âme correspond au rayon des ouvertures. Or, l'étude paramétrique menée sur les poutres cellulaires isolées a mis en évidence le lien entre la géométrie des ouvertures et le mode ruine de la poutre, en plus des conditions de chargement.

Les résultats de l'essai en grandeur réelle semblent certes montrer qu'une ruine des solives non-protégées ne provoque pas de ruine globale du plancher. Une analyse approfondie de l'influence de l'élancement des montants d'âme sur la contribution d'une poutre cellulaire non-protégée devrait néanmoins être réalisée, à travers une étude paramétrique par exemple. Les résultats de cette étude permettraient d'améliorer les modèles numérique et analytique proposés en tenant compte de la géométrie réelle des poutres cellulaires.

Bibliographie

- [ABU 08] ABU, A. K., *Behaviour of composite floor systems in fire*. Thèse de doctorat, University of Sheffield, October 2008echnical report, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden, 1976.
- [AND 76] ANDERBERG, Y., THELANDERSSON, S. *Stress and deformation characteristics of concrete at high temperature*. Technical report, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden, 1976.
- [ANS 78] ANSOURIAN, P., RODERICK J.W. Analysis of composite beams. *ASCE (American Society of Civil Engineers) Journal of the Structural Division*, October 1978, Vol. 104, No. 10, pp. 1631-1645.
- [ANS 92] ANSYS. ANSYS User's manual for revision 8.0 – Volume 4 - Theory, Swanson Analysis System, Inc., Houston, USA, 1992.
- [ARC 08] ARCELORMITTAL. <http://www.arval-construction.fr>
- [ARI 83] ARIBERT, J.M., LABIB, A.G., RIVAL, J.C. Etude numérique et expérimentale de l'influence d'une connexion partielle sur le comportement de poutres mixtes. *Journées A.F.P.C, Mars 1983, Thème 1, Sous-thème 3, Paris*.
- [BAI 00a] BAILEY, C.G., MOORE, D.B. The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subject to fire: Part I: Theory. *The Structural Engineer*, June 2000, Vol. 78, Issue 11, pp. 19-27.
- [BAI 00b] BAILEY, C.G., MOORE, D.B. The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subject to fire: Part II: Design. *The Structural Engineer*, June 2000, Vol.78, Issue 11, pp. 28-33.
- [BAI 01] BAILEY, C.G. Membrane action of unrestrained lightly reinforced concrete slabs at large displacements. *Engineering Structures*, May 2001, Vol. 23, Issue 5, pp. 470-483.
- [BAI 02] BAILEY, C.G. Structural fire design of unprotected steel beams supporting composite floor slabs. *II International Conference on Steel Construction (II CICOM)*, November 2002, São Paulo, Brazil.
- [BAI 03] BAILEY, C.G. Efficient arrangement of reinforcement for membrane behaviour of composite floor slabs in fire conditions. *Journal of Constructional Steel Research*, July 2003, Vol. 59, Issue 7, pp. 931-949.
- [BAI 04a] BAILEY, C.G. Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire. *Engineering Structures*, October 2004, Vol. 26, Issue 12, pp. 1691-1703.
- [BAI 04b] BAILEY, C.G. Indicative fire test to investigate the behaviour of cellular beams protected with intumescent coatings. *Fire Safety Journal*, November 2004, Vol. 39, Issue 8, pp. 689-709.
- [BAI 07] BAILEY, C.G., TOH, W.S. Small-scale concrete slab tests at ambient and elevated temperatures. *Engineering Structures*, October 2007, Vol. 29, Issue 10, pp. 2775-2791.
- [BAI 08] BAILEY, C.G., TOH, W.S., CHAN, B.M. Simplified and advanced analysis of membrane action of concrete slabs. *ACI (American Concrete Institute) Structural Journal*, January 2008, Vol. 105, Issue 1, pp.30-40.
- [BAZ 96] BAZANT, Z.P., KAPLAN, M.F. *Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models*. London: Longman, Addison-Wesley, 412 pp., 1996.

- [BIT 06] BITAR, D., MARTIN, P.-O., GALÉA, Y., DEMARCO, T. Poutres cellulaires acier et mixtes. Partie 1 : proposition d'un modèle pour la résistance des montants. *Revue Construction Métallique*, 2006, n°1, pp. 16-39.
- [BUJ 07] BUJNAK, J. *Analyse globale de poutres mixtes acier-béton – approche analytique et modélisation non linéaire*. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand 2, Juillet 2007.
- [CEA 11a] COMMISSARIAT A L'ENERGIE ATOMIQUE (CEA). Cast3M – Manuel d'utilisation.
- [CEA 11b] COMMISSARIAT A L'ENERGIE ATOMIQUE (CEA). <http://www-cast3m.cea.fr>. Site internet de Cast3M.
- [CHE 82] CHEN, W.F. *Plasticity in reinforced concrete*. New-York, USA: McGraw-Hill Book Company, 1982, 474 pp.
- [COL 77] COLLET, Y. *Etude des propriétés du béton soumis à des températures élevées entre 200°C et 900 °C*. Annales des Travaux Publics Belges, n°4, pp. 332-338, 1977.
- [CTI 10] CTICM, ARCELORMITTAL. Logiciel ACB, Version 2010, Manuel d'utilisateur.
- [DE 77] DE BORST, R., PEETERS, P.P.J.M. Analysis of concrete structures under thermal loading. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, December 1989, Vol. 77, Issue 3, pp. 293-310.
- [DI 71] DI MAGGIO, F.L., SANDLER S. Mathematical model for granular soils. *A.S.C.E. Journal of Engineering Mechanics*, 1971, Vol. 97, pp. 935-950.
- [DRU 52] DRUCKER, D.C., PRAGER, W. Soil mechanics and plastic analysis for limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, 1952, Vol. 10, No. 2, pp. 157-165.
- [EC1 03] EN 1991-1-2. *Eurocode 1 : Actions sur les structures – Partie 1-2 : Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu*. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Juillet 2003.
- [EC2 05a] EN 1992-1-1. *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Octobre 2005.
- [EC2 05b] EN 1992-1-2. *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu*. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Octobre 2005.
- [EC3 05a] EN 1993-1-1. *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Octobre 2005.
- [EC3 05b] EN 1993-1-2. *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu*. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Novembre 2005.
- [EC4 05] EN 1994-1-1. *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Juin 2005.
- [EC4 06] EN 1994-1-2. *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu*. COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN), Février 2006.

- [FEL 98] FELICETTI, R., GAMBAROVA, P.G. On the residual properties of high performance siliceous concrete exposed to high temperature. *Special Volume in honor of Z. P. Bazant's 60th Anniversary*, Hermes, Prague, pp 167-186, 1998.
- [FRA 87] FRANSSEN, J.M. *Etude du comportement au feu des structures mixtes acier-béton*. Thèse de doctorat, Université de Liège, Belgique, 1987.
- [FRA 05] FRANSSEN, J.-M. SAFIR. A thermal/structural program modeling structures under fire. *Engineering Journal*, AISC, 2005, Vol. 42, No. 3, pp. 143-158.
- [HAR 70] HARMATHY, T.Z. Thermal properties of concrete at elevated temperatures. *Journal of Materials, American Society of Testing and Materials*, Vol. 5, No. 1, pp; 47-74, 1970.
- [HAY 68] HAYES, B. Allowing for membrane action in the plastic analysis of rectangular reinforced concrete slabs. *Magazine of Concrete Research*, December 1968, Vol. 20, No. 65, pp. 205-212.
- [HAY 69] HAYES, B., TAYLOR, R. Load-testing reinforced concrete slabs. *The Consulting Engineer*, November 1969, pp. 46-47.
- [HEI 98] HEINFLING, G. *Contribution à la modélisation numérique du comportement du béton et des structures en béton armé sous sollicitations thermo-mécaniques à hautes températures*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon et Université Claude Benard Lyon, 1998.
- [HOF 93] HOFSTETTER, G., SIMO, J.C., TAYLOR, R.L. A modified cap model: closest point solution algorithms. *Computer and Structures*, Vol. 46, Issue 2, 17 January 1993, pp. 203-214.
- [HUA 03a] HUANG, Z., BURGESS, I.W., PLANK, R.J. Modeling membrane action of concrete slabs in composite buildings in fire. I: Theoretical development. *Journal of Structural Engineering*, August 2003, Vol. 129, No. 8, pp. 1093-1102.
- [HUA 03b] HUANG, Z., BURGESS, I.W., PLANK, R.J. Modeling membrane action of concrete slabs in composite buildings in fire. II: Validation. *Journal of Structural Engineering*, August 2003, Vol. 129, No. 8, pp. 1103-1112.
- [HUB 04] HUBERT, M.T. Specific work of strain as a measure of material effort. *Archives of Mechanics*, Vol. 56, Issue 3, 2004, pp. 173-190.
- [JOH 72] JOHANSEN, K.W. *Yield-line formulae for slabs*. Cement and Concrete Association. London: Taylor & Francis, 1972, The English edition, 110 p.
- [KAM 86] KAMAL, A. A. *Modélisation et étude expérimentale de poutres mixte acier – béton à connexion partielle ou espacée*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, 1986.
- [KEM 65] KEMP, K.O. Yield of square reinforced concrete slabs on simple supports allowing for membranes forces. *The Structural Engineer*, July 1965, Vol. 45, no. 7, pp. 235-240.
- [KHE 92] KHENNANE, A., BAKER, G. Thermoplasticity model for concrete under transient temperature and biaxial stress. *Proceedings of The Royal Society of London. Series A: Mathematical and Physical Sciences*, October 1992, Vol. 439, No. 1905, pp. 59-80.

- [LAM 06] LAMONT, S., LANE, B., GRAEME, F., USMANI, A.S. Behavior of structures in fire and real design – A case study. *Journal of Fire Protection Engineering*, February 2006, Vol. 16, Issue 1, pp 5-35.
- [LAW 87] LAWSON, R.M. *Design for openings in the webs of composite beams*. SCI (The Steel Construction Institute) Publication P068, 1987.
- [LAW 06] LAWSON, R.M., LIMB, J., HICKS, S.J., SIMMS, W.I. Design of composite asymmetric cellular beams and beams with large web openings. *Journal of Constructional Steel Research*, June 2006, Vol. 62, Issue 6, pp. 614-629.
- [LEN 96a] LENNON, T. *Cardington fire tests: instrumentation locations for large compartment fire test*, Building Research Establishment Report N100/98, June 1996.
- [LEN 96b] LENNON, T. *Cardington fire tests: instrumentation locations for corner fire test*, Building Research Establishment Report N152/95, June 1996.
- [LI 07] LI, G.Q., GUO, S.X., ZHOU, H.S. Modelling of membrane action in floor slabs subjected to fire. *Engineering Structures*, June 2007, Vol. 29, Issue 6, pp. 880-887.
- [LIU 01] LIU, T.C.H., DAVIES, J.M. Performance of steel beams at elevated temperatures under the effect of axial restraints. *Steel and Composite Structures*, December 2001, Vol.1, No. 4, pp. 427-440.
- [MAC 03] MACSTEEL. *Cellular beams design guide*. Macsteel Trading, March 2003.
- [MAL 10] MALECOT, Y., DAUDEVILLE, L., DUPRAY, F., POINARD, C., BUZAUD, E. Strength and damage of concrete under high triaxial loading. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Vol. 14, Issue 6-7, 2010, pp. 777-803.
- [MAR 02a] MARTIN, P.-O., BITAR, D. *Programme d'essais sur des poutres cellulaires métalliques et mixtes - Rapport intermédiaire – Essai 1a*. CTICM, Mai 2002.
- [MAR 02b] MARTIN, P.-O., BITAR, D. *Programme d'essais sur des poutres cellulaires métalliques et mixtes - Rapport intermédiaire – Essai 1ar*. CTICM, Février 2002.
- [MAR 02c] MARTIN, P.-O., BITAR, D. *Programme d'essais sur des poutres cellulaires métalliques et mixtes - Rapport intermédiaire – Essai 2a*. CTICM, Janvier 2002.
- [MAR 02d] MARTIN, P.-O., BITAR, D. *Programme d'essais sur des poutres cellulaires métalliques et mixtes - Rapport intermédiaire – Essai 3a*. CTICM, Mars 2002.
- [MAR 02e] MARTIN, P.-O., BITAR, D. *Programme d'essais sur des poutres cellulaires métalliques et mixtes - Essai 4m - Rapport d'essai et exploitation des résultats*. CTICM, Mai 2002.
- [MAR 02f] MARTIN, P.-O., BITAR, D. *Programme d'essais sur des poutres cellulaires métalliques et mixtes - Essai 5m - Rapport d'essai et exploitation des résultats*. CTICM, Mai 2002.
- [MAR 03a] MARTIN, P.-O., BITAR, D., GALEA, Y. *ACB Design Optimisation – Poutre n°1 – Rapport d'essai et exploitation des mesures*. Juin 2003.
- [MAR 03b] MARTIN, P.-O., BITAR, D., GALEA, Y. *ACB Design Optimisation – Poutre n°2 – Rapport d'essai et exploitation des mesures*. Mai 2003.
- [MAR 03c] MARTIN, P.-O., BITAR, D., GALEA, Y. *ACB Design Optimisation – Poutre n°3 – Rapport d'essai et exploitation des mesures*. Juin 2003.

- [MAR 03d] MARTIN, P.-O., BITAR, D., GALEA, Y. *ACB Design Optimisation – Poutre n°4 – Rapport d’essai et exploitation des mesures*. Juin 2003.
- [MAR 03e] MARTIN, P.-O., BITAR, D., GALEA, Y. *ACB Design Optimisation – Poutre n°5 – Rapport d’essai et exploitation des mesures*. Juin 2003.
- [MOY 72] MOY, S.S.J., MAYFIELD, B. Load-deflection characteristics of rectangular reinforced concrete slabs. *Magazine of Concrete Research*, December 1972, Vol. 24, No. 81, pp. 209-219.
- [NAD 07] NADJAI, A., VASSART, O., ALI, F., TALAMONA, D., ALLAM, A., HAWES, M. Performance of cellular composite floor beams at elevated temperatures. *Fire Safety Journal*, September-October 2007, Vol. 42, Issues 6-7, pp. 489-497.
- [NEC 00] NECHNECH, W. *Contribution à l’étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées : une approche thermo-élasto-plastique endommageable*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2000.
- [NEW 06] NEWMAN, G.M., ROBINSON, J.T., BAILEY, C.G. *Fire safe design: a new approach to multi-storey steel-framed buildings*, Second edition, SCI (The Steel Construction Institute) Publication P288, United Kingdom, 2006.
- [OCK 55] OCKLESTON, A.J. Load tests on a 3-storey reinforced concrete building in Johannesburg. *The Structural Engineer*, April 1955, Vol. 33, No. 10, pp. 304-322.
- [OLA 53] OLANDER, H.C. A method of calculating stresses in rigid frame corners. *ASCE (American Society of Civil Engineers) Journal of the Structural Division*, August 1953.
- [OLL 71] OLLGAARD, J.G., SLUTTER, R.G., FISHER, J.W. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete. *AISC (American Institute of Steel Construction) Engineering Journal*, April 1971, Vol. 8, No. 2, pp. 55-65.
- [PAW 01] PAWTUCKET, R.I. “ABAQUS user’s manual version 6.2”, HIBBIT, KARLSSON AND SORENSEN INC, 2001.
- [PAR 64] PARK, R. Tensile membrane behaviour of uniformly loaded rectangular reinforced concrete slabs with full restrained edges. *Magazine of Concrete Research*, March 1964, Vol. 16, No. 46, pp. 39-44.
- [PAR 65] PARK, R. The lateral stiffness and strength required to ensure membrane action at the ultimate load of a reinforced concrete slab-and-beam floor. *Magazine of Concrete Research*, March 1965, Vol. 17, No. 50, pp. 29-38.
- [PUR 07] PURKISS, J. *Fire safety engineering, design of structures*. Great Britain: Butterworth-Heinemann, 2007.
- [RAN 58] RANKINE, W.J.M. *A manual of applied mechanics*. London: Griffin, 1858.
- [RED 73] REDWOOD, R.G. *Design of beams with web holes*. Canadian Steel Industries Construction Council, 1973.
- [RFC 06] RESEARCH FUND FOR COAL AND STEEL. *Large web openings for service integration in composite floors (LWO+)*. Final report, 2006.
- [RT1 04] RT1006 VERSION 02. *Fire design of cellular beams with slender web posts*. The Steel Construction Institute, Ascot, May 2004.

- [SAH 69] SAHMEL, P. *The design, construction and approximate calculation of welded transverse beams and torsion bars having pronounced web clearance*. Schweissen und Schneiden, 1969, No. 4.
- [SAW 65] SAWCZUK, A., WINNICKI, L. Plastic behaviour of simply supported reinforced concrete plates at moderately large deflections. *International Journal of Solid Structures*, 1965, Vol. 1, pp. 97-111.
- [SCH 88] SCHNEIDER, U. Concrete at high temperatures: A general review. *Fire Safety Journal*, 7 April 1988, Vol. 13, Issue 1, pp. 55-68.
- [SCI 09] SCI, CTICM. *Fire Resistance Assessment Of Partially Protected Composite Floors (FRACOF): engineering background*. Technical Report, 2009.
- [SCI 10a] SCI, CTICM, ARCELORMITTAL. Sources du logiciel FRACOF, Version 2010.
- [SCI 10b] SCI. Logiciel LWO, Version 2010, Manuel d'utilisateur.
- [SFP 02] SOCIETY OF FIRE PROTECTION ENGINEERS (SFPE). *The SFPE Handbook of fire protection engineering*, Third Edition. United States of America: Courier/Westford, 2002.
- [STE 77] *Steifenlose Stahlskeletträgerwerke und dünnwandige Vollwandträger, Berechnung und Konstruktion*, Europäische Konvention für Stahlbau (EKS), Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1977.
- [TAY 66] TAYLOR R., MAHER D.R.H., HAYES, B. Effect of the arrangement of reinforcement on the behaviour of reinforced concrete slabs. *Magazine of Concrete Research*, June 1966, Vol. 18, No. 55, pp. 85-94.
- [TER 80] TERRIEN, M. Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction. *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées*, n° 105, pp 65-72, 1980.
- [THE 87] THELANDERSSON, S. Modeling of combined thermal and mechanical action in concrete. *A.S.C.E. Journal of Engineering Mechanics*, June 1987, Vol. 113, No. 6, pp. 893-906.
- [THO 09a] THOMAS, L. *Fire resistance of building element*. Test report no. 08-G-399, 2009, Efectis.
- [THO 09b] THOMAS, L. *Fire resistance of building elements*. Test report no. 08-G-407, 2009, Efectis.
- [THO 09c] THOMAS, L. *Fire resistance of building elements*. Test report no. 08-G-419, 2009, Efectis.
- [THO 09d] THOMAS, L. *Fire resistance of building elements*. Test report no. 08-G-431, 2009, Efectis.
- [VAS 07] VASSART, O., BOUCHAÏR, A., MUZEAU, J.-P. Analytical model for the web post buckling in cellular beams under fire. *Proceedings of the COST C26 workshop (Urban habitat constructions under catastrophic events)*, Prague, 30-31 March 2007. pp. 92-97.
- [VAS 09] VASSART, O. *Modèle analytique en situation d'incendie pour des poutres cellulaires réalisées à partir de profiles laminés à chaud*. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand II, Septembre 2009.

- [VAS 10] VASSART, O., BAILEY, C.G., HAWES, M., NADJAI, A., SIMMS, W.I., ZHAO B., GERNAY, T., FRANSSEN J.-M. Large-scale fire test of unprotected cellular beam acting in membrane action. *Proceedings of the Sixth International Conference on Structures in Fire (SiF'10)*, 2-4 June 2010, Michigan. Lancaster, Pennsylvania, U.S.A.: DESCtech Publications, Inc., 2010, 1026 p.
- [VAS 11] VASSART, O., BRASSEUR, M., HAWES, M., SIMMS, W.I., ZHAO B., FRANSSEN J.-M., NADJAI, A. *Fire resistance of long span Cellular Beams made of hot-rolled profiles (FICEB+)*. Final report, March 2011.
- [VON 13] VON MISES, R. Mechanik der Festen Körper im plastisch deformablen Zustand. *Göttin. Nachr. Math. Phys.*, 1913, Vol. 1, pp. 582-592.
- [WAN 06] WANG, Y.C., YIN, Y.Z. A simplified analysis of catenary action in steel beams in fire and implications on fire resistant design. *Steel and Composite Structures*, October 2006, Vol. 6, No. 5, pp. 367-386.
- [WAR 90] WARD, J.K. *Design of composite and non composite cellular beams*. SCI (The Steel Construction Institute) Publication P100, United Kingdom, 1990.
- [WES 21] WESTERGAARD, H.M., SLATER, W.A. Moments and stresses in slabs. *Proceedings of ACI (American Concrete Institute) Journal*, February 1921, Vol. 17, No. 2, pp. 415-538.
- [WON 09] WONG, V.B., BURGESS, I., PLANK, R. Behaviour of composite cellular steel – concrete beams at elevated temperatures. *International Journal of Steel Structures*, March 2009, Vol. 9, Issue 1, pp. 29-37.
- [WOO 61] WOOD, R.H. Plastic and elastic design of slabs and plates, with particular reference to reinforced concrete floor slabs. London: Thames and Hudson, 1961, 344 p.
- [YAM 68] YAM, L.C.P., CHAPMAN, J.C. The inelastic behaviour of simply supported composite beams of steel and concrete. *Proceedings of ICE (Institution of Civil Engineers)*, December 1968, Vol. 41, Issue 4, pp. 651-683.
- [YIN 05a] YIN, Y.Z., WANG, Y.C. Analysis of catenary action in steel beams using a simplified hand calculation method, Part 1: theory and validation for uniform temperature distribution. *Journal of Constructional Steel Research*, February 2005, Vol. 61, Issue 2, pp. 183-211.
- [YIN 05b] YIN, Y.Z., WANG, Y.C. Analysis of catenary action in steel beams using a simplified hand calculation method, Part 2: validation for non-uniform temperature distribution. *Journal of Constructional Steel Research*, 2005, February 2005, Vol. 61, Issue 2, pp. 213-234.
- [YU 08] YU, X., HUANG, Z., BURGESS, I.W., PLANK, R.J. Nonlinear analysis of orthotropic composite slabs in fire. *Engineering Structures*, January 2008, Vol. 30, Issue 1, pp. 67-80.
- [ZHA 08] ZHANG, N.S., LI, G.Q. A new method to analyze the membrane action of composite floor slabs in fire condition. *Proceedings of the 5th International Conference on Structures in Fire (SiF'08)*, Singapore, 28-30 May 2008. pp. 560-571.
- [ZHA 94] ZHAO, B. *Modélisation numériques des poutres et portiques mixtes acier-béton avec glissements et grands déplacements – Résistance à l'incendie*. Thèse de doctorat, INSA (Institut National des Sciences Appliquées) de Rennes, 1994.

Annexes

Annexe 1 : Capacité portante d'une dalle selon la théorie des lignes de rupture

Soit la dalle rectangulaire de la Fig. A 1, de ratio de longueur a :

$$a = \frac{L}{\ell} \geq 1 \quad (5.1)$$

en appui simple sur son contour, à ferrailage orthotrope tel que :

- le moment résistant positif de la section de dalle par unité de largeur parallèle à la plus petite dimension ℓ vaut M_0 :
- le moment résistant positif de la section de dalle par unité de largeur parallèle à la plus grande dimension L vaut μM_0 .

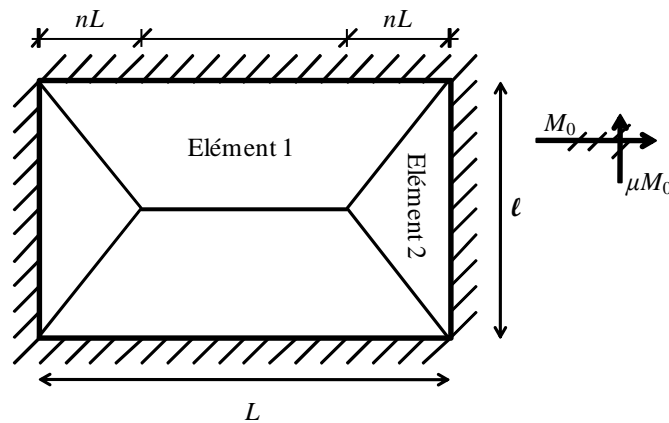
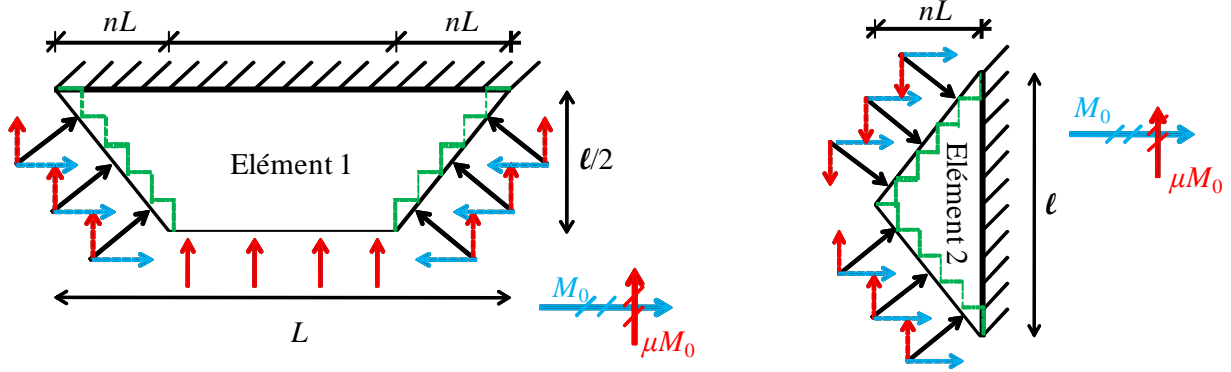


Fig. A 1 : Dalle rectangulaire à ferrailage orthotrope

Soit :

- δ la flèche de la dalle en phase plastique ;
- p la capacité portante de la dalle ;
- θ_1 et θ_2 les rotations respectives des éléments 1 et 2 autour de leur appui.

En phase plastique, la dalle se plie le long de fissures en « dos d'enveloppe ». D'après Johansen [JOH 72], le long des lignes de rupture diagonales, la fissuration se produit sous forme d'escaliers (lignes vertes sur la Fig. A 2), les fissures parallèles à la direction de L étant générées par le moment μM_0 , et celles parallèles à la direction de ℓ par le moment M_0 .



a) Elément 1

b) Elément 2

Fig. A 2 : Fissuration en escalier d'une dalle rectangulaire

L'application du principe des travaux virtuels donne alors :

- dans l'élément 1 :

$$\int_1 \mu M_0 \theta_1 d\ell = \iint_1 p \delta dS \quad (A 1)$$

soit :

$$\mu M_0 (L - 2nL + 2nL) \frac{\delta}{\ell/2} = p \left[(L - 2nL) \frac{\ell}{2} \frac{\delta}{2} + 2 \frac{1}{2} nL \frac{\ell}{2} \frac{\delta}{3} \right] \quad (A 2)$$

ce qui entraîne :

$$M_0 = p \frac{\ell^2}{24\mu} (3 - 4n) \quad (A 3)$$

- dans l'élément 2 :

$$\int_2 M_0 \theta_2 d\ell = \iint_2 p \delta dS \quad (A 4)$$

soit :

$$M_0 \ell \frac{\delta}{nL} = p \frac{\ell}{2} nL \frac{\delta}{3} \quad (A 5)$$

ce qui entraîne :

$$M_0 = p \frac{n^2 a^2 \ell^2}{6} \quad (A 6)$$

En égalant les Equations (A 3) et (A 6), on obtient :

$$\frac{3 - 4n}{\mu} = 4n^2 a^2 \Leftrightarrow 4n^2 \mu a^2 + 4n - 3 = 0 \quad (A 7)$$

On en déduit le paramètre n , qui définit l'intersection des lignes de rupture d'une dalle rectangulaire à chargement mécanique uniforme :

$$n = \frac{-4 + 4\sqrt{1 + 3\mu a^2}}{8\mu a^2} = \frac{1}{2\mu a^2} (\sqrt{1 + 3\mu a^2} - 1) = \frac{1}{2\sqrt{\mu a}} \left(\sqrt{3 + \frac{1}{\mu a^2}} - \frac{1}{\sqrt{\mu a}} \right) \quad (A 8)$$

La capacité portante de la dalle est alors définie par :

$$p_{slab} = 6 \frac{M_0}{n^2 a^2 \ell^2} = \frac{24\mu M_0}{\ell^2 \left(\sqrt{3 + \frac{1}{\mu a^2}} - \frac{1}{\sqrt{\mu a}} \right)^2} \quad (A 9)$$

Annexe 2 : Méthode FRACOF détaillée

A.1. Facteurs d'amplitude des efforts membranaires

A partir des équations d'équilibre de l'élément 1, on a :

$$\left. \begin{aligned} S \sin \varphi &= (C - T_2) \cos \varphi \\ -S \cos \varphi &= (C - T_2) \sin \varphi - \frac{T_1}{2} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{T_1}{2} \sin \varphi = C - T_2 \quad (\text{A } 10)$$

$$T_1 = bKT_0 L(1 - 2n) \quad (\text{A } 11)$$

$$T_2 = \frac{bKT_0}{2} \frac{1}{1+k} \sqrt{(nL)^2 + (\ell/2)^2} \quad (\text{A } 12)$$

$$C = \frac{kbKT_0}{2} \frac{k}{1+k} \sqrt{(nL)^2 + (\ell/2)^2} \quad (\text{A } 13)$$

$$S = \frac{bKT_0}{4} \frac{\ell}{nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + (\ell/2)^2} \quad (\text{A } 14)$$

$$\sin \varphi = \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + (\ell/2)^2}}, \cos \varphi = \frac{\ell/2}{\sqrt{(nL)^2 + (\ell/2)^2}}, \tan \varphi = \frac{nL}{\ell/2} \quad (\text{A } 15)$$

avec :

- b et k : paramètres d'amplitude des efforts membranaires ;
- K : rapport des sections minimale et maximale d'armature par unité de largeur ;
- T_0 : résistance du ferrailage par unité de largeur (plus grande dimension).

On peut en déduire l'expression du paramètre k :

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2 + 1} + 1 \quad (\text{A } 16)$$

En admettant que la fissuration centrale se produit sur la ligne EF (Figure 5.3), et en supposant d'une part que les armatures ont toutes atteintes leur résistance ultime $f_{su} = 1,1 f_{sy}$, et d'autre part que le centre de gravité du diagramme des contraintes correspond au point E, le calcul des moments par rapport au point E donne :

$$\begin{aligned} & T_2 \left[\frac{L}{2} \left(\cos \varphi - \frac{1-2n}{\cos \varphi} \right) \frac{1}{\tan \varphi} - \frac{1}{3} \frac{1}{1+k} \sqrt{(nL)^2 + (\ell/2)^2} \right] \\ & + C \left(\frac{L}{2} \sin \varphi - \frac{\ell}{3} \frac{k}{1+k} \sqrt{(nL)^2 + (\ell/2)^2} \right) \\ & + S \frac{L}{2} \cos \varphi - \frac{T_1}{2} \frac{1}{2} \frac{L}{2} (1-2n) = \frac{1,1T_0\ell^2}{8} \end{aligned} \quad (\text{A } 17)$$

Par substitution, on peut en déduire :

$$Ab + Bb + Cb - Db = \frac{1,1\ell^2}{8K} \quad (\text{A } 18)$$

D'où :

$$b = \frac{1,1\ell^2}{8K(A+B+C-D)} \quad (\text{A } 19)$$

Avec :

$$- A = \frac{1}{2} \frac{1}{1+k} \left[\frac{\ell^2}{8n} - \frac{1}{2} \frac{1-2n}{n} \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) - \frac{1}{3} \frac{1}{1+k} \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right] \quad (\text{A } 20)$$

$$- B = \frac{1}{2} \frac{k^2}{1+k} \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right] \quad (\text{A } 21)$$

$$- C = \frac{\ell^2}{16n} (k-1) \quad (\text{A } 22)$$

$$- D = \left[\frac{L}{2} \left(\frac{1}{2} - n \right) \right]^2 \quad (\text{A } 23)$$

L'effet membrane est analysé pour la capacité portante de la dalle d'une part, et pour la résistance en flexion des lignes de rupture d'autre part, en déterminant le rapport de la valeur avec et sans activation de ce mécanisme.

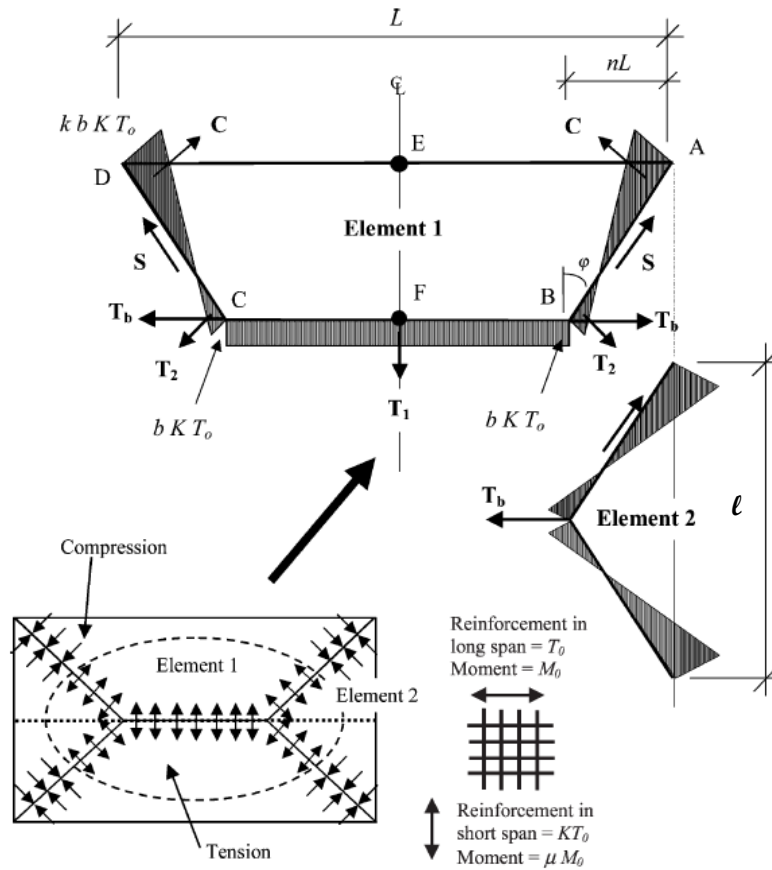


Fig. A 3 : Définition du ferrailage orthotrope et efforts plans sur les lignes de rupture d'une dalle rectangulaire [BAI 04a]

A.2.Capacité portante

Calculons le moment plastique résistant M_0 d'une dalle à ferrailage isotrope, en l'absence d'effort membranaire (Fig. A 4).

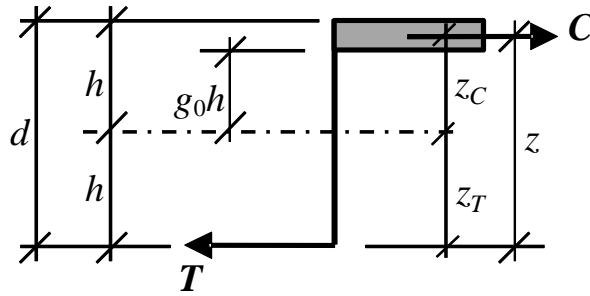


Fig. A 4 : Calcul du moment résistant d'une dalle à ferrailage isotrope

L'équilibre des forces appliquées implique :

$$C + T = 0 \quad (\text{A } 24)$$

Soit :

- g_0 un paramètre définissant le bloc de contraintes de compression de la dalle en flexion simple ;
- d la distance entre le plan de jonction barres transversales – barres longitudinales et la face supérieure de la dalle.

L'effort de compression C du béton s'applique sur une hauteur $h(1 - g_0)$, pour un bras de levier z_c tel que :

$$z_c = \frac{h}{2}(1 - g_0) + g_0 h = h \left(\frac{1 - g_0}{2} + g_0 \right) = h \frac{1 + g_0}{2} \quad (\text{A } 25)$$

L'effort de traction T du ferrailage a un bras de levier z_T tel que :

$$z_T = h \quad (\text{A } 26)$$

Le moment résistant M de la dalle peut alors s'exprimer par :

$$M = Tz_T - Cz_C = T \frac{h}{2}(2 + 1 + g_0) = Td \frac{3 + g_0}{4} \quad (\text{A } 27)$$

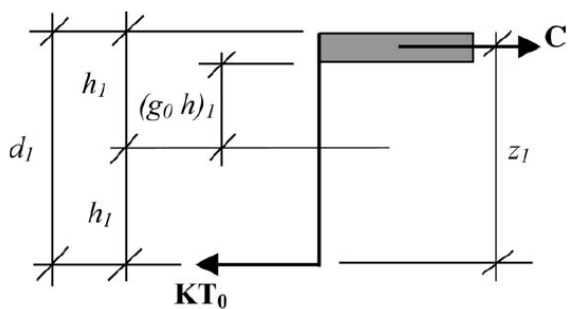
Pour la dalle rectangulaire orthotrope de la Fig. A 3, le moment résistant par unité de largeur dépend de la direction considérée (Fig. A 5) :

- section parallèle à la plus grande dimension :

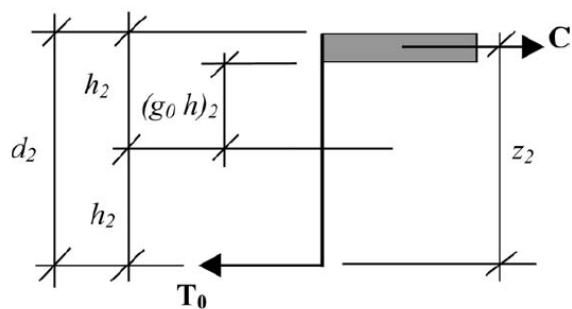
$$\mu M_0 = K T_0 d_1 \frac{3 + (g_0)_1}{4} \quad (\text{A } 28)$$

- section parallèle à la plus petite dimension :

$$M_0 = T_0 d_2 \frac{3 + (g_0)_2}{4} \quad (\text{A } 29)$$

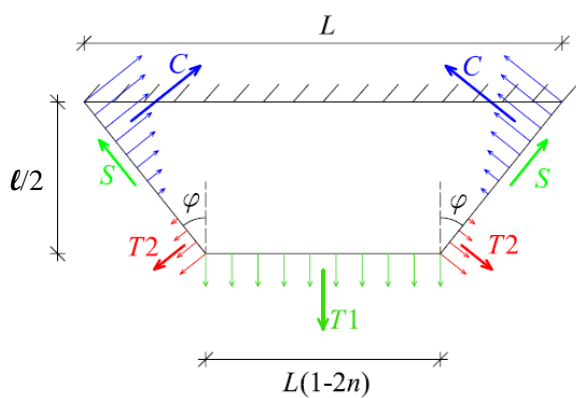


c) Section parallèle à la plus petite dimension de la dalle

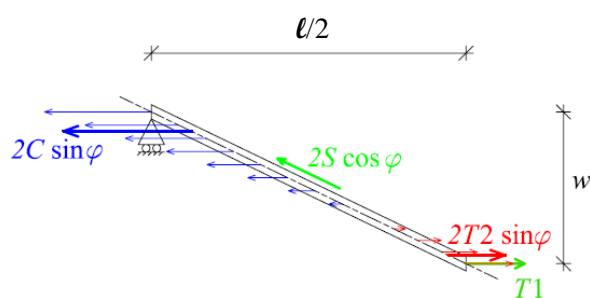


d) Section parallèle à la plus grande dimension de la dalle

Fig. A 5 : Calcul du moment résistant en l'absence d'efforts membranaires [BAI 03]

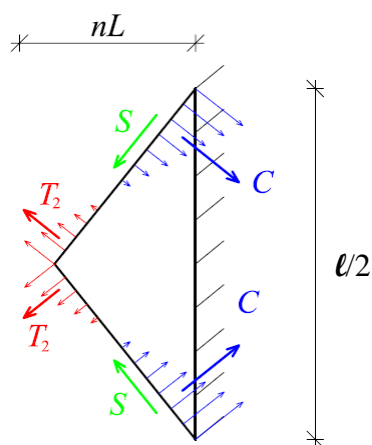


i. Vue en plan

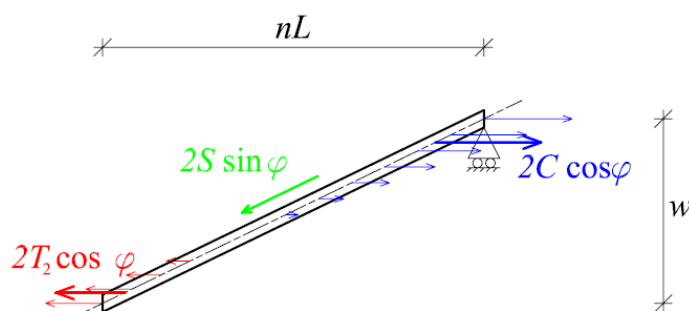


ii. Vue latérale

a) Élément 1



i. Vue en plan



ii. Vue latérale

b) Élément 2

Fig. A 6 : Calcul du moment dû aux efforts membranaires

a. Élément 1

Pour une flèche w , le moment dû aux efforts membranaires, par rapport à l'appui (Fig. A 6a)), est donné par :

$$M_{1m} = M_{1m,T_1} + 2(M_{1m,T_2} + M_{1m,C}) \quad (A 30)$$

Avec :

$$- M_{1m,T_1} = bKT_0 L(1-2n)w \quad (A 31)$$

$$- M_{1m,T_2} = T_2 \sin \varphi w_{T_2} = \frac{bKT_0}{2} nLw \frac{2+3k}{3(1+k)^2} \quad (A 32)$$

$$- M_{1m,C} = -C \sin \varphi w_C = -\frac{bKT_0}{2} nLw \frac{k^3}{3(1+k)^2} \quad (A 33)$$

Soit :

$$M_{1m} = KT_0 Lbw \left[(1-2n) + \frac{n(2+3k-k^3)}{3(1+k)^2} \right] \quad (A 34)$$

Le facteur de majoration e_{1m} est donc donné par :

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{\mu M_0 L} = \frac{4b}{3+(g_0)_1} \frac{w}{d_1} \left[(1-2n) + \frac{n(2+3k-k^3)}{3(1+k)^2} \right] \quad (A 35)$$

b. Élément 2

De même, dans l'élément 2, le moment dû aux efforts membranaires, par rapport à l'appui (Fig. A 6b)), est donné par :

$$M_{2m} = 2(M_{2m,T_2} + M_{2m,C}) \quad (A 36)$$

Avec :

$$- M_{2m,T_2} = T_2 \cos \varphi w_{T_2} = \frac{bKT_0}{2} \frac{\ell}{2} w \frac{2+3k}{3(1+k)^2} \quad (A 37)$$

$$- M_{2m,C} = -C \cos \varphi w_C = -\frac{bKT_0}{2} \frac{\ell}{2} w \frac{k^3}{3(1+k)^2} \quad (A 38)$$

Soit :

$$M_{2m} = KT_0 \ell bw \frac{2+3k-k^3}{6(1+k)^2} \quad (A 39)$$

D'où le facteur de majoration e_{2m} :

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 \ell} = \frac{4bK}{3+(g_0)_2} \frac{w}{d_2} \left[\frac{2+3k-k^3}{6(1+k)^2} \right] \quad (A 40)$$

A.3. Résistance en flexion le long des lignes de rupture

Considérons la Fig. A 4. En présence d'un effort normal N , l'équilibre des forces donne :

$$C + T + N = 0 \Rightarrow C = -T \left(1 + \frac{N}{T} \right) \quad (\text{A } 41)$$

La force de compression s'applique sur une hauteur h $(1-g_0)$ $(1+N/T)$, soit un bras de levier :

$$\begin{aligned} z_c &= \frac{h}{2} (1-g_0) \left(1 + \frac{N}{T} \right) + h \left(1 - (1-g_0) \left(1 + \frac{N}{T} \right) \right) \\ &= h \left(1 - \frac{1-g_0}{2} \left(1 + \frac{N}{T} \right) \right) \end{aligned} \quad (\text{A } 42)$$

Le moment résistant M de la dalle peut alors s'exprimer par :

$$\begin{aligned} M &= Th + (T + N)h \left(1 - \frac{1-g_0}{2} \left(1 + \frac{N}{T} \right) \right) \\ &= Th \left[1 + \left(1 + \frac{N}{T} \right) \left(1 - \frac{1-g_0}{2} \right) \left(1 + \frac{N}{T} \right) \right] \\ &= T \frac{d}{4} \left[3 + g_0 + 2g_0 \frac{N}{T} - (1-g_0) \left(\frac{N}{T} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (\text{A } 43)$$

L'impact des efforts membranaires sur la résistance en flexion le long des lignes de rupture est déterminé à partir du critère de plasticité défini par Wood [WOO 61] comme le rapport des moments résistants avec et sans effort normal, c'est-à-dire le rapport des Equations (A 43) et (A 27) :

$$\frac{M}{M_0} = 1 + \frac{2g_0}{3+g_0} \frac{N}{T} - \frac{1-g_0}{3+g_0} \left(\frac{N}{T} \right)^2 = 1 + \alpha \frac{N}{T} - \beta \left(\frac{N}{T} \right)^2 \quad (\text{A } 44)$$

Soit, pour une dalle rectangulaire à ferrailage orthotrope :

- Section parallèle à la plus grande dimension :

$$\frac{M}{\mu M_0} = 1 + \alpha_1 \frac{N}{KT_0} - \beta_1 \left(\frac{N}{KT_0} \right)^2 \text{ où } \alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3+(g_0)_1} \text{ et } \beta_1 = \frac{1-(g_0)_1}{3+(g_0)_1} \quad (\text{A } 45)$$

- Section parallèle à la plus petite dimension :

$$\frac{M}{M_0} = 1 + \alpha_2 \frac{N}{T_0} - \beta_2 \left(\frac{N}{T_0} \right)^2 \text{ où } \alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3+(g_0)_2} \text{ et } \beta_2 = \frac{1-(g_0)_2}{3+(g_0)_2} \quad (\text{A } 46)$$

a. Élément 1

Le long de la ligne de rupture BC (Fig. A 3), l'effort membranaire a une valeur constante de $-bKT_0$. L'application du critère de Wood donne alors :

$$\left(\frac{M}{M_0} \right)_{BC} = 1 - \alpha \frac{bKT_0}{KT_0} - \beta \left(\frac{bKT_0}{KT_0} \right)^2 = 1 - \alpha b - \beta b^2 \quad (\text{A } 47)$$

Le long de la ligne de rupture CD, en notant x la distance suivant la plus grande dimension à partir du point C, l'effort membranaire N_x varie suivant l'Equation (A 48) :

$$N_x = bKT_0 \left(\frac{1+k}{nL} x - 1 \right) \quad (\text{A } 48)$$

Par substitution de (A 48) dans (A 45), le critère de Wood le long des lignes de rupture AB ou CD est donné par :

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = \int_0^{nL} 1 + \alpha_1 \frac{N_x}{KT_0} - \beta_1 \left(\frac{N_x}{KT_0} \right)^2 = 2nL \left[1 - \alpha_1 b \frac{1-k}{2} - \beta_1 b^2 \frac{1-k+k^2}{3} \right] \quad (\text{A } 49)$$

D'où le facteur de modification du moment résistant :

$$e_{1b} = \frac{M}{\mu M_0 L} = 2n \left[1 - \frac{\alpha_1 b}{2} (1-k) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (1-k+k^2) \right] + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) \quad (\text{A } 50)$$

b. Élément 2

Le long de la ligne de rupture AB, en notant y la distance suivant la plus petite dimension à partir du point A, l'effort membranaire N_y varie suivant l'Equation (A 51) :

$$N_y = bKT_0 \left(2 \frac{1+k}{\ell} y - 1 \right) \quad (\text{A } 51)$$

Par substitution de (A 51) dans (A 46), le critère de Wood le long des lignes de rupture AB ou CD est donné par :

$$2 \int_0^{\ell/2} \frac{M}{M_0} dy = \int_0^{\ell/2} 1 + \alpha_2 \frac{N_y}{T_0} - \beta_2 \left(\frac{N_y}{T_0} \right)^2 = \ell \left[1 - \alpha_2 b K \frac{1-k}{2} - \beta_2 b^2 K \frac{1-k+k^2}{3} \right] \quad (\text{A } 52)$$

D'où le facteur de modification du moment résistant :

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 \ell} = 1 - \frac{\alpha_2 b K}{2} (1-k) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (1-k+k^2) \quad (\text{A } 53)$$

Ainsi, pour chaque élément i , la majoration nette e_i est obtenue par sommation d' e_{im} et e_{ib} , soit :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= e_{1m} + e_{1b} \\ e_2 &= e_{2m} + e_{2b} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A } 54)$$

On peut constater qu' e_1 et e_2 ne sont pas égaux, cette différence pouvant s'expliquer selon Hayes par les effets du cisaillement vertical ou dans le plan de la dalle, qui n'ont pas été pris en compte. Le facteur de majoration global e peut alors être défini par [BAI 03, SCI 09] :

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} \quad (\text{A } 55)$$

A.4. Critère de flèche

Le calcul du facteur de majoration donné ci-dessus est basé sur une flèche maximale admissible w (Equations (A 35) et (A 40)). Or la méthode simplifiée de Bailey repose elle-même sur la théorie plastique, qui ne permet pas de calculer cette flèche w , celle-ci devant être évaluée juste avant la ruine [SCI 09].

Puisque la ruine des dalles sans maintien horizontal est causée par la rupture des armatures, les déformations du ferrailage doivent être calculées, en tenant compte des actions mécaniques et thermiques dues au gradient de température [BAI 02].

a. Actions mécaniques

En supposant une déformée parabolique de la dalle sous la charge mécanique appliquée, la longueur L_c de cette déformée peut s'exprimer par :

$$L_c = L \left(1 + \frac{8w^2}{3L^2} - \frac{32w^4}{5L^4} + \dots \right) \quad (\text{A } 56)$$

Soit, en considérant des courbes « plates », c'est-à-dire $w \ll L$:

$$L_c = L \left(1 + \frac{8w^2}{3L^2} \right) \quad (\text{A } 57)$$

En supposant qu'elle est constante sur la longueur de la dalle, la déformation mécanique du ferrailage peut donc être déduite comme suit :

$$\varepsilon_{mec} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{L_c - L}{L} = \frac{8w^2}{3L^2} \quad (\text{A } 58)$$

Toutefois, on observe en réalité une concentration de déformations dans les zones de fissuration, l'augmentation de ces déformations y provoquant la rupture des armatures. C'est pourquoi le calcul de la composante w_{mec} de la flèche liée aux actions mécaniques repose sur une valeur sécuritaire de déformation moyenne correspondant à la moitié de la déformation élastique maximale à température ambiante, ce qui donne, après calibrage sur des résultats expérimentaux :

$$w_{mec} = \sqrt{\left. \frac{0.5 f_{sy}}{E_s} \right|_{20^\circ C} \frac{3L^2}{8}} < \frac{\ell}{30} \quad (\text{A } 59)$$

où :

- E_s représente le module d'Young de l'acier du ferrailage ;
- f_{sy} représente la limite d'élasticité de l'acier du ferrailage.

b. Actions thermiques

Comme indiqué plus haut, à partir d'une flèche supérieure à la moitié de l'épaisseur de la dalle, et de l'apparition de l'effort de traction au centre de la dalle, il se produit un effet membrane en grands déplacements, d'autant plus important que la dalle est maintenue latéralement.

Par mesure de sécurité, la méthode de Bailey ne considère aucun maintien latéral. Ainsi, en situation d'incendie, la courbure thermique de la dalle par effet bilame augmente sa flèche sans générer de déformation mécanique dans les armatures. Dans l'hypothèse d'une distribution thermique linéaire dans l'épaisseur de la dalle, la flèche w_θ liée aux actions thermiques s'exprime par :

$$\frac{d^2 w_\theta}{dx^2} = \frac{\alpha_c (\theta_2 - \theta_1)}{h} \quad (\text{A } 60)$$

où :

- α_c représente le coefficient de dilatation thermique du béton ;
- $(\theta_2 - \theta_1)$ représente la différence de température entre les faces supérieure et inférieure de la dalle. Cette différence peut être fixée à 770 °C pour une résistance au feu inférieure ou égale à 90 min, et à 900 °C pour une résistance de 120 min ; ces deux températures sont toutefois calculées conformément à l'EN 1994-1-2 par la méthode des différences finies ;
- h représente l'épaisseur « moyenne » de la dalle. Pour une dalle mixte à profil trapézoïdal, elle correspond à la distance entre la face supérieure de la dalle et la mi-hauteur du bac acier, tandis que pour un profil rentrant, elle correspond à l'épaisseur totale de la dalle [BAI 02]. Cette dernière distinction entre type de profilé, présente dans la méthode de Bailey, n'a pas été retenue dans la méthode FRACOF.

Par double intégration de l'Equation (A 60), et en supposant une température du compartiment constante :

$$w_\theta = \frac{\alpha_c (\theta_2 - \theta_1) \ell^2}{8h} \quad (\text{A } 61)$$

En tenant compte de la faible probabilité d'une température uniforme au sein du compartiment, et après observation de plusieurs résultats expérimentaux, notamment ceux de Cardington, un coefficient de sécurité est appliqué à l'expression précédente, ce qui donne :

$$w_\theta = \frac{\alpha_c (\theta_2 - \theta_1) \ell^2}{19,2h} \quad (\text{A } 62)$$

La composante de la flèche due aux actions thermiques étant inversement proportionnelle à l'épaisseur « moyenne » h de la dalle, une dalle mince semble plus résistante qu'une dalle plus épaisse à gradient thermique équivalent.

La flèche de calcul w d'une dalle portant dans deux directions, sur appui simple, à température élevée, est donc définie par :

$$w = \sqrt{\frac{0,5 f_{sy}}{E_s} \bigg|_{20^\circ\text{C}}} \frac{3L^2}{8} + \frac{\alpha_c (\theta_2 - \theta_1) \ell^2}{19,2h} \leq \frac{\ell}{30} + \frac{\alpha_c (\theta_2 - \theta_1) \ell^2}{19,2h} \quad (\text{A } 63)$$

La méthode FRACOF préconise par ailleurs de limiter cette flèche à une valeur de $(L + \ell)/30$, en tenant compte de la flèche des poutres périphériques (cf. §5.2), soit :

$$w = \min \left\{ \min \left\{ \sqrt{\frac{0,5 f_{sy}}{E_s} \bigg|_{20^\circ\text{C}}} \frac{3L^2}{8}; \frac{\ell}{30} \right\} + \frac{\alpha_c (\theta_2 - \theta_1) \ell^2}{19,2h}; \frac{L + \ell}{30} \right\} \quad (\text{A } 64)$$

A.5. Mode de ruine complémentaire par écrasement du béton comprimé

Les résultats de différents essais de dalles à échelle réduite [BAI 07] ont mis en évidence une ruine possible par écrasement du béton aux angles de la dalle, comme indiqué plus haut. Or, le facteur de majoration précédemment calculé suppose que la ruine se produit par rupture des armatures au centre de la dalle, en limitant la valeur du paramètre b .

En considérant la répartition des contraintes planes donnée en Figure 5.3, l'effort de compression maximal aux angles de la dalle est défini par $kbKT_0$. Il faut aussi prendre en compte l'effort de

compression dû à la flexion. En supposant que la hauteur maximale du bloc des contraintes de compression du béton est limitée à $0,45d$, et en choisissant une distance moyenne à l'axe des armatures, on a :

$$kbKT_0 + \frac{T_0}{2}(K+1) = 0,85f_{ck} \times 0,45 \frac{d_1 + d_2}{2} \quad (A\ 65)$$

D'où :

$$b = \frac{1}{kKT_0} \left(0,85f_{ck} \times 0,45 \frac{d_1 + d_2}{2} - T_0 \frac{K+1}{2} \right) \quad (A\ 66)$$

La valeur de b est alors égale au minimum des deux valeurs définies en équations (A 19) et (A 66) [SCI 09].

A.6. Moment sollicitant des poutres périphériques

a. Solives

L'énergie interne du système est définie par :

$$\begin{aligned} \delta W_i &= (M_{fi,0} L_{2,eff} + 2M_{fi,Ed,b,1} + n_{ub} M_{fi,Rd}) \theta_1 \quad \text{s'il y a deux solives de rive} \\ \delta W_i &= (2M_{fi,0} L_{2,eff} + 3M_{fi,Ed,b,1} + 2n_{ub} M_{fi,Rd}) \theta_1 \quad \text{sinon} \end{aligned} \quad (A\ 67)$$

où :

- $M_{fi,0}$ est le moment résistant de la dalle par unité de largeur parallèle à la plus petite dimension :
- $L_{2,eff}$ est la longueur efficace de la ligne de rupture du panneau :

$$L_{2,eff} = L_2 - b_{eff,ub} - n_1 b_{eff,1} = L_2 - \left(n_{ub} + \frac{n_1}{2} \right) \times \min \left\{ \frac{L_2}{1 + n_{ub}}; \frac{L_1}{4} \right\} \quad (A\ 68)$$

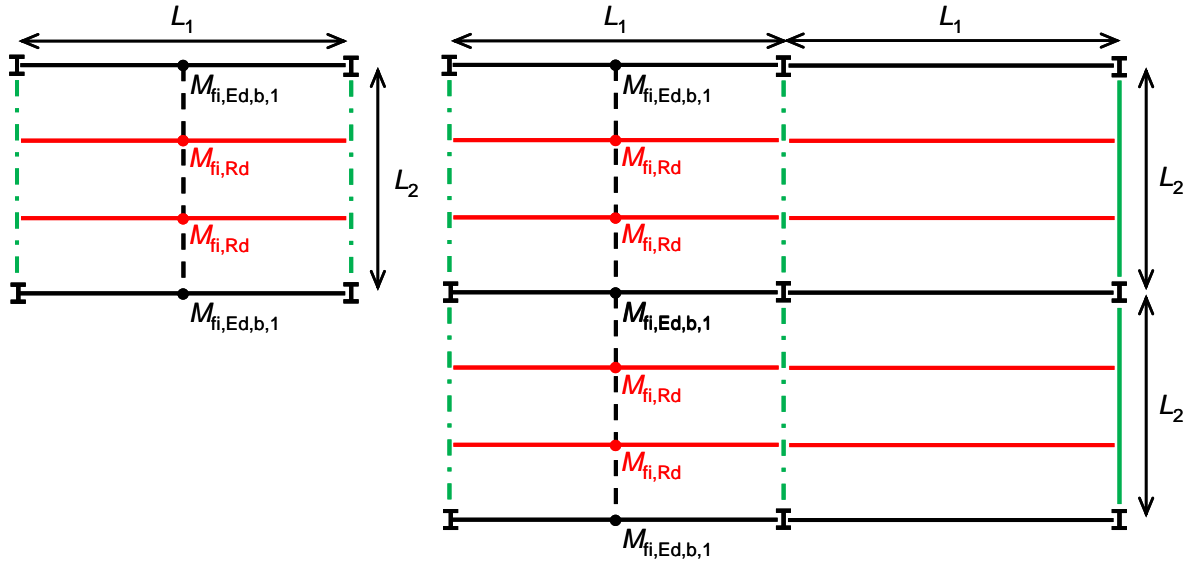
L_2 étant la portée des poutres principales

n_1 étant le nombre de solive(s) protégée(s) mixte(s) du panneau : $0 \leq n_1 \leq 2$

L_1 étant la portée des solives.

- $M_{fi,Ed,b,1}$ est le moment appliqué aux solives protégées à température élevée ;
- n_{ub} est le nombre de solive(s) non-protégée(s) du panneau ;
- $M_{fi,Rd}$ est le moment résistant des solives non-protégées à température élevée ;
- θ_1 est la rotation de la dalle : pour une flèche w unitaire :

$$\theta_1 = \frac{2}{L_1/2} = \frac{4}{L_1} \quad (A\ 69)$$



e) Deux solives de rive

f) Au moins une solive intérieure

Fig. A 7 : Configurations étudiées pour le calcul des solives périphériques

En considérant une charge uniforme p appliquée sur la dalle et une flèche unitaire, le travail des forces extérieures est défini par :

$$\begin{aligned} \delta W_e &= \frac{1}{2} p L_1 L_2 & \text{s'il y a deux solives de rive} \\ \delta W_e &= 2 \frac{1}{2} p L_1 L_2 & \text{sinon} \end{aligned} \quad (\text{A } 70)$$

L'équilibre du système donne :

$$\begin{aligned} \left(M_{fi,0} L_{2,eff} + 2M_{fi,Ed,b,1} + n_{ub} M_{fi,Rd} \right) \frac{4}{L_1} &= \frac{1}{2} p L_1 L_2 & \text{s'il y a deux solives de rive} \\ \left(2M_{fi,0} L_{2,eff} + 3M_{fi,Ed,b,1} + 2n_{ub} M_{fi,Rd} \right) \frac{4}{L_1} &= p L_1 L_2 & \text{sinon} \end{aligned} \quad (\text{A } 71)$$

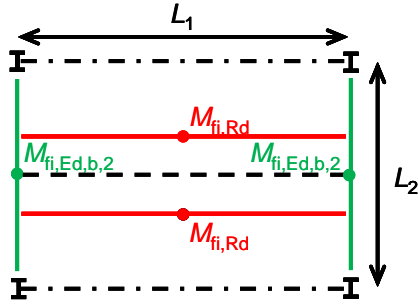
D'où le moment $M_{fi,Ed,b,1}$ appliqué à chaque solive protégée :

$$\begin{aligned} M_{fi,Ed,b,1} &= \frac{p L_1^2 L_2 - 8 \left(M_{fi,0} L_{2,eff} + n_{ub} M_{fi,Rd} \right)}{16} & \text{s'il y a deux solives de rive} \\ M_{fi,Ed,b,1} &= \frac{p L_1^2 L_2 - 8 \left(M_{fi,0} L_{2,eff} + n_{ub} M_{fi,Rd} \right)}{12} & \text{sinon} \end{aligned} \quad (\text{A } 72)$$

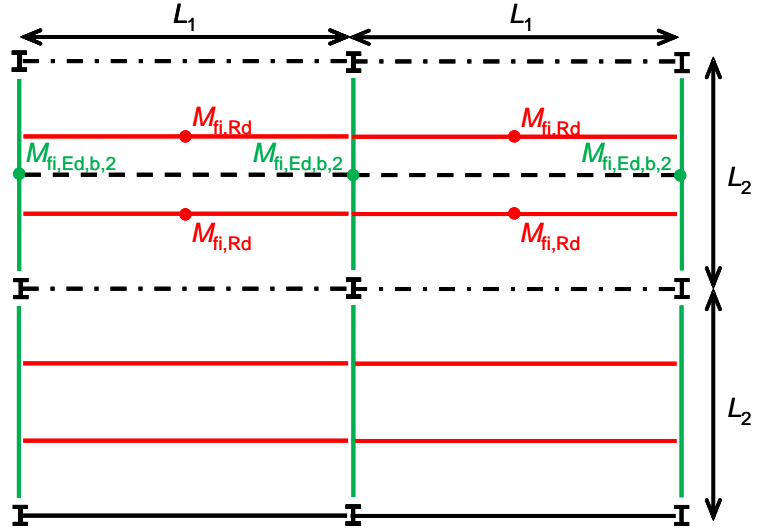
b. Poutres principales

L'énergie interne du système présenté en Figure 5.10 est définie par :

$$\begin{aligned} \delta W_i &= \left(\mu M_{fi,0} L_{1,eff} + 2M_{fi,Ed,b,2} \right) \theta_2 & \text{s'il y a 2 poutres principales de rive} \\ \delta W_i &= \left(2\mu M_{fi,0} L_{1,eff} + 3M_{fi,Ed,b,2} \right) \frac{4}{L_2} & \text{sinon} \end{aligned} \quad (\text{A } 73)$$



g) Deux poutres de rive



h) Au moins une poutre intérieure

Fig. A 8 : Configurations étudiées pour le calcul des poutres principales

où :

- $L_{1,eff}$ est la longueur efficace de la ligne de rupture du panneau :

$$L_{1,eff} = L_1 - n_2 b_{eff,2} = L_1 - n_2 \times \min \left\{ \frac{L_1}{2}; \frac{L_2}{8} \right\} \quad (A 74)$$

n_2 étant le nombre de poutre(s) principale(s) mixte(s) du panneau : $0 \leq n_2 \leq 2$

- θ_2 est l'angle de rotation de la dalle : pour une flèche w unitaire :

$$\theta_2 = \frac{2}{L_1/2} = \frac{4}{L_1} \quad (A 75)$$

Le travail des forces extérieures est donné par :

$$\begin{aligned} \delta W_e &= \frac{1}{2} p L_1 L_2 && \text{s'il y a 2 poutres principales de rive} \\ \delta W_e &= 2 \frac{1}{2} p L_1 L_2 && \text{sinon} \end{aligned} \quad (A 76)$$

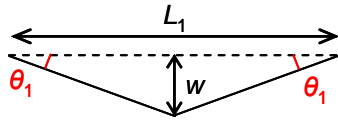
L'équilibre du système donne :

$$\begin{aligned} \left(\mu M_{fi,0} L_{1,eff} + 2 M_{fi,Ed,b,2} \right) \frac{4}{L_2} &= \frac{1}{2} p L_1 L_2 && \text{s'il y a 2 poutres principales de rive} \\ \left(2 \mu M_{fi,0} L_{1,eff} + 3 M_{fi,Ed,b,2} \right) \frac{4}{L_2} &= p L_1 L_2 && \text{sinon} \end{aligned} \quad (A 77)$$

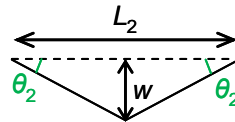
D'où le moment $M_{Rd,fi,b,2}$ appliqué à chaque poutre principale :

$$M_{f_i,Ed,b,2} = \frac{pL_1L_2^2 - 8\mu M_{f_i,0}L_{1,eff}}{16} \quad \text{s'il y a 2 poutres principales de rive} \quad (A\ 78)$$

$$M_{f_i,Ed,b,2} = \frac{pL_1L_2^2 - 8\mu M_{f_i,0}L_{1,eff}}{12} \quad \text{sinon}$$



a) Calcul des solives



b) Calcul des poutres principales

Fig. A 9 : Rotation de la dalle pour le calcul des poutres périphériques